

Verschiedene vorgespannte Hochbauten

Von Dipl.-Ing. Friedrich Carl Augustin, Köln

DK 624.012.46 Bauwerke aus Spannbeton

Nach dem Kriege die Entwicklung des Spannbetons in Deutschland einen schnellen Aufschwung nahm, vollzog sich dieser zunächst allem auf dem Gebiet des Brückenbaues. Erst allmählich kam Spannbeton auch vermehrt auf anderen Gebieten des Bauwesens zur Anwendung, wie im Industriebau, Hochbau, Behälterbau usw. Es liegt in der Natur dieser Bauten, daß die Kräfte, die bei zu bewältigen sind, meistens geringer als im Brückenbau sind. Aufig haben solche Bauten auch wesentlich geringere Abmessungen. Ist deshalb erwünscht, in diesen Fällen die Vorspannung durch Spanngliedern mit nicht zu großer Spannkraft zu erzeugen. Dafür hat die Firma Peter Bauwens in den letzten 2 Jahren ein neues Spannverfahren entwickelt, nachdem sie als Generallizenznehmer des Verfahrens MAGNEL für Deutschland bereits in den Jahren 1948 bis 1952 eine große Zahl vorgespannter Bauwerke mit diesem Verfahren ausgeführt hatte.

Das Verfahren MAGNEL, das mit vieldrätigen Spannsträngen arbeitet, hat sich im Hoch- und Brückenbau allenthalben bewährt. War deshalb selbstverständlich, daß man die Vorteile dieses Verfahrens soweit wie möglich auch auf das neue übertrug. Bei diesem wurde die Zahl der gleichzeitig verankerten Drähte mit 3 Drähten 7 mm möglichst klein gehalten. Die Verankerung ist eine Keilverankerung, bei der die Drähte räumlich so angeordnet sind, daß die Lagerung des Keiles wie beim Verfahren MAGNEL statisch bestimmt ist (s. Bild 1). Das hat den Vorteil, daß praktisch kein Draht

hindurchschlüpfen kann, auch wenn die Drähte nicht genau gleiche Durchmesser haben. Die Verankerung besteht aus dem eigentlichen Verankerungskörper, einem Ring mit kegelförmiger Bohrung, und einem Keil mit drei Führungsrillen für die Spanndrähte. Beide Teile sind aus Stahl St 60. 11 gefertigt. Der Verankerungskörper überträgt die Spannkraft über eine Druckverteilungsplatte auf den Beton. Da das Verfahren mit nachträglichem Verbund arbeitet,

werden die 3 Drähte eines Spanngliedes in einem Blechrohr von 12 mm $\varnothing$ geführt, das nach dem Vorspannen mit Zementmilch ausbreißt wird. Im folgenden werden einige Bauwerke beschrieben, von der Firma Peter Bauwens unter Anwendung des neuen Verfahrens ausgeführt worden sind.

Ausstellungspavillon Düsseldorf

Auf der Rationalisierungsausstellung 1953 in Düsseldorf bot sich eine günstige Gelegenheit zur Erprobung des neuen Verfahrens. Auf Anregung der Ausstellungsleitung und nach einem gemeinsam mit den Architekten ausgearbeiteten Entwurf errichtete die Firma Bauwens einen Pavillon in Spannbeton zum Schutze des von der Ausstellung aufgestellten Modells gegen die Witterung. Es war nahe-

liegend, ihm eine einem Bahnsteigdach ähnliche Form zu geben (Bild 2). Es kamen zwei Einzelüberdachungen auf je einer Stütze von $5 \times 10 \text{ m}^2$ Grundrißfläche zur Ausführung [1]. Der Zwischenraum zwischen den beiden Dächern wurde mit Glas abgedeckt. Die Stützen



Bild 2. Ausstellungspavillon Düsseldorf

standen ausmittig, so daß das Dach nach einer Seite 4, nach der anderen Seite 1 m auskragte. Die Stützen waren schlaff bewehrt, während das unsymmetrisch gefaltete Scheibenwerk der Dachfläche in Längs- und Querrichtung vorgespannt war. Die Dachplatte war an der vorderen Kante 5 cm und im Knick 14 cm dick. Diese geringen Abmessungen waren nur möglich unter Ausnutzung der räumlichen Tragwirkung und mit Vorspannung der Scheiben. Über den Stützen war das Faltwerk durch eine vorgespannte Querscheibe ausgesteift. Da die Querspannglieder nur an einem Rande verankert werden konnten — der andere war mit 5 cm nicht dick genug —, wurden sie in einer Schleife wieder zu diesem Rand zurückgeführt (Bild 3). Der kleinste Halbmesser dieser Schleife betrug 0,5 m. Die Umhüllungsrohre wurden zu diesem Zwecke mit einer Rohrkrümmerzange laufend abgewinkelt.

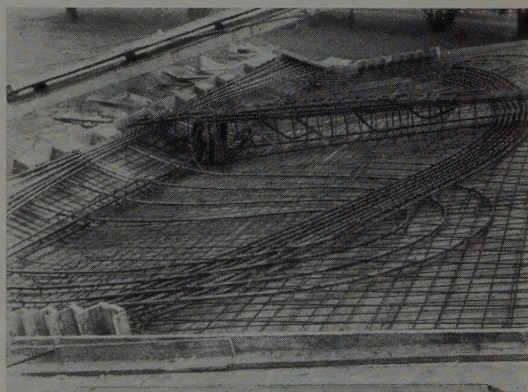


Bild 3. Vorspannbewehrung und schlaffe Bewehrung der Dachplatte und Binderscheibe

Neben der Überdachung wurde noch ein einbeiniger Tisch für das Modell der Alwegbahn hergestellt. Die Tischplatte war 12 m lang, 0,80 m breit und in Längsrichtung vorgespannt. Da sich die Vorverhandlungen lange hingezogen hatten, standen schließlich für die Herstellung des Bauwerkes nur noch gut 14 Tage zur Verfügung. Trotz der kurzen Frist war das Bauwerk zur Eröffnung der Ausstellung fertig. Die Gesamtleistung fand ihre Anerkennung durch Verleihung einer Goldmedaille durch die Ausstellungsleitung.

erstellte den Transport des Betons vom Mischer auf die
tation (Bild 6) [2].

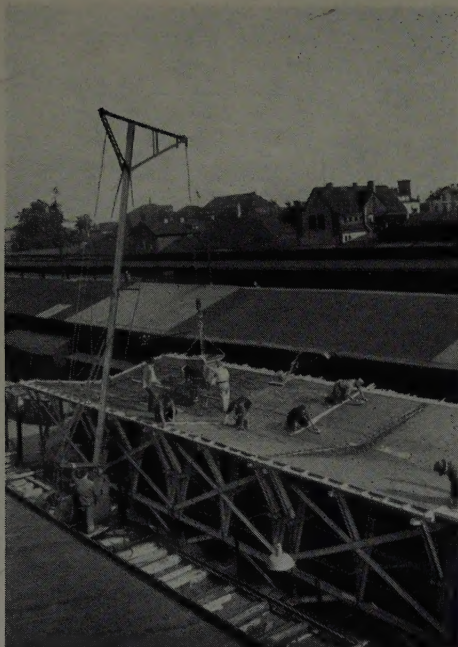


Bild 6. Betonieren eines Abschnitts

Tagungshaus der Sportschule in Duisburg

Bei der Erweiterung der Anlage der Sportschule des Deutschen
Ballverbandes in Duisburg-Wedau wurde u. a. auch ein Tagungs-
haus errichtet. Es ist ein 2stöckiger Bau mit einem trapezförmigen
Grundriß. Das Untergeschoß enthält den Empfangsraum und eine
Küche, während der eigentliche Tagungsraum im Ober-

geschoß liegt. Um diese Räume möglichst stützenfrei zu halten,
war es notwendig, die Erdgeschoßdecke über 15,20 m und die Dach-
decke über 20 m frei zu spannen (Bild 7). Die Dachdecke wurde
außerdem nach vorne 3,90 m ausgekragt zur Überdachung des
Filmvorführsaales, dessen Fußbodenplatte durch Stahlzugstangen
an die Auskragung des Daches angehängt ist. Die Erdgeschoßdecke
kragt ebenfalls nach vorne, und zwar um 4,40 m aus. Auf dieser Aus-
kragung steht die Abschlußwand des Tagungsraumes; außerdem
hängt die Dachdecke des Toilettenvorbaues daran. Ursprünglich
sollten beide Decken in Stahlbeton ausgeführt werden. Hierfür
wären sehr große Betonquerschnitte erforderlich gewesen, um die
zulässigen Druckspannungen einzuhalten und die Bewehrung unter-
zubringen. Eine Lösung in Spannbeton ergab jedoch wesentlich
schlanke Träger und versprach außerdem erhebliche wirtschaft-
liche Vorteile. Beide Decken wurden deshalb als vorgespannte
Plattenbalkendecken ausgeführt, wobei die Balken entsprechend
dem trapezförmigen Grundriß strahlenförmig auseinander laufen.
Die Platten sind quer zu den Trägern gespannt und schlaff bewehrt.
Die Spannbetonbalken liegen im hinteren Teil des Gebäudes auf
Wänden aus Stahlbeton auf. Das 2. Auflager der Erdgeschoß-
deckenbalken bilden Rundstützen, und zwar unter jedem Balken
eine Stütze. Die Dachbalken ruhen im vorderen Teil des Gebäudes
auf einem wandartigen Träger, der gleichzeitig Trennwand zwischen
Tagungsraum und Filmvorführsaal ist. Der wandartige Träger
stützt sich wiederum auf 2 Rundstützen, die über den äußersten
Stützen der Erdgeschoßdecke stehen. Um in diese sehr hoch belasteten
Stützen nicht noch zusätzliche Momente durch die Verformung der
Spannbetonträger beim Vorspannen zu bekommen, waren die Träger
zunächst auf der hinteren Stahlbetonwand auf einem einfachen
Gleitlager gelagert und von den Decken im rückwärtigen Gebäude-
teil durch Fugen getrennt. Nach dem Vorspannen wurde sowohl
die Erdgeschoß- als auch die Dachdecke mit dem hinteren Gebäude-
teil durch Schließen der Fuge fest verbunden und dadurch dem
ganzen Tragwerk eine große Steifigkeit, vor allem gegen Wind-
belastung, gegeben.

Die hohen Einzellasten am Kragarm der Träger erforderten zu-
sätzliche Vorspannglieder über den Stützen, deren eines Ende im

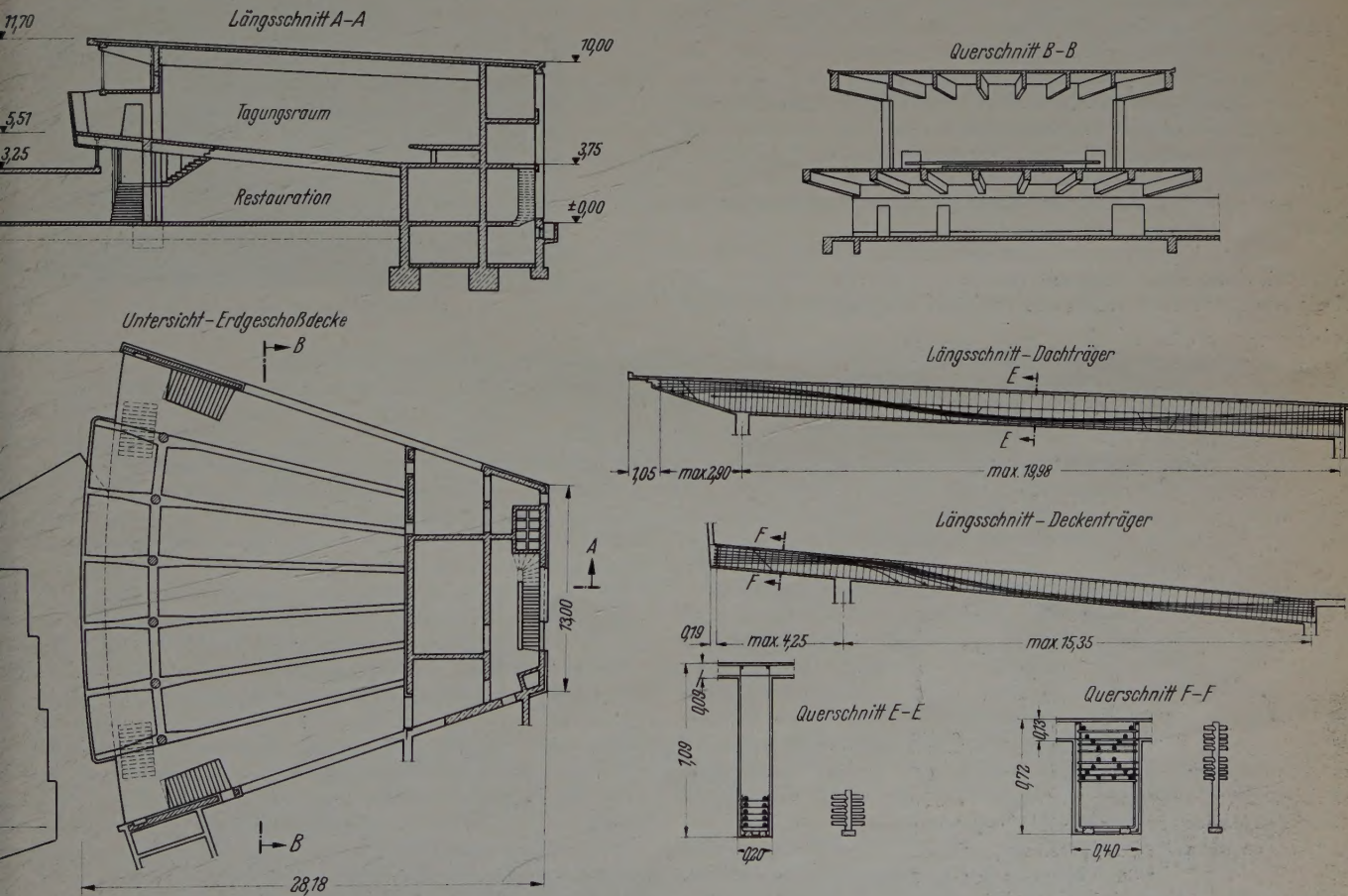


Bild 7. Grundriß, Längs- und Querschnitt und Einzelheiten des Tagungshauses

Beginn der Schleife auf und wird hier mit dem Umhüllungsrohr des Nachbar-Spanngliedes durch ein Querrohr verbunden. Die Umhüllungsrohre stellen also jeweils kommunizierende Röhren dar. Auspressen bietet auf diese Weise keine Schwierigkeiten, während es bei senkrechten Röhren, die von oben oder unten ausgepreßt werden, niemals die Gewähr gegeben ist, daß die Röhre vollkommen dicht ist. Die Schleife bleibt ohne Hüllrohr, liegt also unmittelbar im Verbund mit dem Beton.

Die Binderrahmen haben auf der einen Seite ein Betongelenk, der anderen ein einfaches Stahlgleitlager als Auflager auf den Verbundbetonfundamenten. Die Längsaussteifung der Halle gegen Längsdrangriff übernehmen einmal ein Randunterzug auf jeder Seite, gleichzeitig Träger des auskragenden Gesimses ist, und zweitens aus Fertigpfetten und Bimsbetonplatten gebildete Dachhaut. Pfetten und Platten sind zu diesem Zwecke durch besondere Bügel miteinander verbunden, eine Ausführung, die sonst nur im Bergbau üblich ist. Da die Halle nur künstlich beleuchtet wird, ist die Längs- und eine Querwand ausgemauert. An der anderen Seite schließt der Tribünenbau an. Er ist von der Halle durch eine Dehnfuge vollkommen getrennt, und sein Dach liegt auf der Höhe der Halle auf einem besonderen Binder auf. Dieser Binder hat eine etwas geringere Spannweite als die Hallenbinder und bekommt



Bild 11. Stahlrohrgerüst der Binder

das Dach nur die halbe Belastung. Er wurde deshalb nicht vorgespannt. Beim Einbau der Bewehrung zeigte sich allerdings, daß es besser gewesen wäre, auch diesen Rahmen vorzuspannen, denn

obwohl der Binder 10 cm breiter als die anderen ist, konnte die Bewehrung nur unter größten Schwierigkeiten eingebracht werden.

Die Binder wurden auf Stahlrohrgerüsten an Ort und Stelle hergestellt (Bild 11). Es wurden zunächst nacheinander 3 Binder eingestrichelt und geschalt. Die Fertigpfetten wurden vor dem Betonieren in die Schalung eingelegt. Durch aus den Trägerköpfen herausstehende Eisen war für ein gutes Einbinden in den Ortbeton der Binder gesorgt. Nach dem Vorspannen der ersten beiden Binder wurden mit den freiwerdenden Gerüsten die beiden letzten Binder hergestellt.

Bei all diesen Aufgaben hat sich die neue Verankerung gut bewährt. Als besonderer Vorzug erwies sich die Einfachheit der Arbeitsgänge beim Vorbereiten und Verlegen der Spannglieder. Die 3 Drähte lassen sich leicht, ohne daß sie besonders gebündelt werden müßten, in die fertig auf die Baustelle gelieferten Umhüllungsrohre einschieben. Die Ankerplatten werden auf die Umhüllungsrohre aufgeschoben und letztere dann umgebördelt. Irgendwelche Trompeten- und Übergangsstücke sind hier nicht erforderlich. Nach diesen wenigen Arbeitsgängen kann das Spannglied verlegt werden. Der eigentliche Ankerkörper braucht erst zum Vorspannen aufgeschoben zu werden. Da die Spanndrähte im allgemeinen am Ende aus dem Beton herausragen, müssen sie durch die Schalung hindurchgeführt werden. Auch dieses läßt sich mit einer 20-mm-Bohrung in der Schalung leicht bewerkstelligen. Bei allen obengenannten Bauwerken kam als Spannstahl St 170 $\varnothing$ 7 des Lieferwerkes Felten & Guillaume zur Verwendung. Diese kaltgezogenen Drähte haben den Vorteil, daß sie auf Grund ihrer glatten Oberfläche eine verminderte Reibung in den Krümmungen aufweisen. Bei der Verankerung wirkt sich dies dagegen nachteilig aus, da bei der Keilverankerung die Reibung ein sehr wesentlicher Faktor zum Halten der Drähte ist. Es spricht für die Güte dieser Verankerung, daß auch die glatten und an der Oberfläche harten Stähle ohne irgendwelche Hilfsmittel wie eine Zahnung des Keils gehalten werden können und daß auch der Schlupf beim Verkeilen gering, im Mittel 1,5 bis 2 mm, bleibt.

Zum Schluß sei erwähnt, daß das beschriebene Verfahren inzwischen auch für die Quervorspannung von Fahrbahnplatten und Verbundfahrbahnplatten und bei leichten Brücken auch für die Längsvorspannung angewendet worden ist.

Schrifttum:

- [1] Vgl. Deutsche Bauzeitschrift 1954, Heft 5, S. 298.
- [2] Vgl. Bautechn. 1954, Heft 8, S. 253.

Zur Berechnung runder Silozellen für Zementlagerung

Von Dr.-Ing. Franz Böhm, Graz

DK 624.953:666.94 Zementsilos
624.04 Statik

Wort
In Österreich nach dem zweiten Weltkriege stark angestiegene Zementbedarf führte zu großen Erweiterungen bestehender und Errichtung neuer Zementwerke. Hierzu gehörte auch die Schaffung von Lagerflächen, für die nur Silos in Betracht kommen. Die Lagerung nach einer innigen Durchmischung des Enderzeugnisses mit eingepreßter Luft (Luftmischung) erforderte zudem vielfach den Abbruch vorhandener Zellspeicher und Ersatz durch Neubau. Die österreichischen Konstrukteure wurden damit öfter vor neue Aufgaben gestellt, die sehr unterschiedlich gelöst wurden. Nachfolgend werden die von mir gewählten Lösungen für die Konstruktion der Berechnung der Wände von Zementsilos wiedergegeben. Wenn diese auch nur mit den schwieriger zu behandelnden Zementbefassen, so können sie doch sinngemäß auch für die Einlagerung anderer Massengüter gelten.

Bei vorgespannter Umwicklung ausgeführte Zellen werden nicht als Zellen, da mir deren Ausführung hier wirtschaftlich nicht verstanden erschien. Bei unseren heutigen Kenntnissen über die Herstellung von Beton ist es immer möglich, nichtumwickelte Zellen zu konstruieren, die allen berechtigten Anforderungen genügen. Ein großer Verbrauch an Zement hierfür fällt bei den Zementwerken geringer ins Gewicht, da für den Zement nur mit den Selbstkosten gerechnet zu werden braucht.

Weder DIN 1045 noch die Ö-Norm 4200, 4. Teil, sagen etwas über zulässige Zug- bzw. Biegezugspannungen des Betons aus. Beide Werte sind aber die Grundlagen zur Berechnung runder Zellen, wenn die Wände keine durchlaufenden Risse aufweisen sollen. Ich war daher gezwungen, von der an jeder Baustelle festzustellenden Biegezugfestigkeit auszugehen und dann die Zugfestigkeit zu bestimmen. Letztere wurde auf Grund von Angaben im Schrifttum als abhängig von der Biegezugfestigkeit mit einem Verhältniswert festgelegt.

Die über die rechnerische Bestimmung der Rißtiefe bei gegebenem σ_{bz} vorliegenden Arbeiten haben mich nicht recht befriedigt. Ich mußte daher einen anderen Weg für die Bestimmung der Spannungen im Zustand Ib (ungleicher E-Modul des Betons für Druck und Zug) und IIa (eingeringer Beton, Risse nicht bis zur Nulllinie reichend) einschlagen, der sich der Berechnung im Zustand Ia (geradlinige Spannungsverteilung) möglichst annähert.

Die nachfolgenden Ausführungen sind für den Konstrukteur, der vor ähnliche Aufgaben gestellt wird, geschrieben; sie erheben nicht den Anspruch auf eine tiefeschürfende wissenschaftliche Arbeit. Die Rechnungen sind einfach, und die gefundenen Ergebnisse stimmen mit den Erfahrungen an errichteten Bauwerken überein.

Zum weiteren Verständnis werden ausführliche Rechenbeispiele gebracht.

1. Allgemeiner Teil

1.1 Allgemeines über Silozellen

Während in den USA, dem Mutterlande der Zellenlagerung von Massengütern, die Ausführung runder Zellen vorherrscht, bevorzugten wir rechteckige, wo möglich quadratische, aneinander gereihete, die eine bessere Raumaussnutzung gestatten und vermeintlich ein günstigeres Aussehen bieten. Daneben sprach wohl auch die mögliche, einwandfreie Berechnung der Wandungen solcher Zellenhaufen für die Wahl rechteckiger Querschnitte, wogegen auch ein größerer Verbrauch an Arbeitszeit und Baustoffen in Kauf genommen wurde.

Der Mangel an Kapital und Baustoffen nach dem zweiten Weltkrieg führte dann selbsttätig zur Errichtung runder und möglichst weiter Zellen. Die 4 quadratischen Zellen von 4×4 m Größe des Bildes 1 besitzen eine Lagerfläche von 64 m^2 , die gleich ist jener einer runden Zelle von $D = 9 \text{ m}$. Die Wandflächen der ersteren

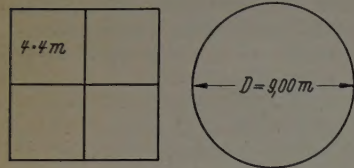


Bild 1

haben einen Umfang von 48 m, jener der runden Zelle beträgt dagegen nur 28,3 m, d. s. 59% vom Umfang der quadratischen Zellen.

Sollen die Vorteile runder Zellen voll ausgenutzt werden, so müssen sie frei stehend, wie Bild 2 andeutet, also nicht im Zusammenhang miteinander hergestellt werden, denn jede Beeinträchtigung ihrer ungehinderten Ausdehnung ruft rechnerisch schwierig zu erfassende Momente in den Wandungen hervor, deren Aufnahme den Stahlbedarf wesentlich steigert. Damit verbietet sich die Heranziehung der Zwickelzellen zur Einlagerung des Gutes. Sie können höchstens für den Einbau von Treppen und Aufzügen verwendet werden.

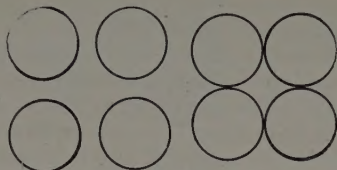


Bild 2

Bei Ausführung im Gleitbauverfahren sind enge Fugen zwischen den Zellen, etwa 1 cm breit, möglich.

Die Ausführung der Wandungen runder Zellen hat freilich noch andere Nachteile als den erwähnten erhöhten Platzbedarf gegenüber den gekuppelten Rechteckzellen.

1. Wenn auch die Stahleinlagen solcher Zellen so zu bemessen sind, daß sie allein den entstehenden Ringzug aufnehmen, so muß auch der ideelle Querschnitt $F_i = F_b + n \cdot F_s$ imstande sein, die Betonzugspannungen aufzunehmen. Die Wand darf keine durchlaufenden Risse aufweisen, die das Bauwerk in einzelne lotrechte Streifen zerlegen könnten. Es wäre dann nicht mehr in der Lage, unvorhergesehene Momente aufzunehmen, wie solche bei nicht vollständig mittlerer Beschickung oder Entnahme der Zellen auftreten, ganz abgesehen davon, daß bei größeren Rissen das Füllgut Gefahr läuft, durchnäßt zu werden.

2. Die häufig sehr bedeutenden Zug- und Biegezugspannungen des Wandbetons erfordern entweder die Herstellung eines hochwertigen Betons oder die Umschnürung der Wandungen mit vorgespannten, hochwertigen Stahldrähten.

Wie ich bereits im Vorwort begründete, beschränke ich mich in den nachstehenden Ausführungen ausschließlich auf den ersteren Fall.

Wie ebenfalls schon erwähnt wurde, ist der mittigen Beschickung und Entleerung besonderes Augenmerk zuzuwenden. Diese Forderung tritt in den Hintergrund bei Luftmischung des Zementes, da dieser die Eigenschaften einer Flüssigkeit annimmt und die Oberfläche sich daher nahezu waagerecht einstellt. Da bei der Abfüllung des Zementes wiederum Luft eingeblasen wird, so fließt er wie eine Flüssigkeit unter einem geringen Neigungswinkel ab.

Voll gilt die erwähnte Forderung bei Schüttlagerung des Zementes. Die mittige Beschickung ist ausnahmslos ohne Schwierigkeiten zu erzielen. Hingegen ist ein glattes Abfließen nicht leicht zu erreichen. So entleert sich die mit einem Abflußtrichter versehene Zelle des Bildes 3 ohne ein eingeführtes Rührwerk kaum, da sich Zementbrücken

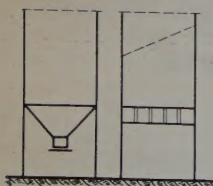


Bild 3

bilden. Besser bewährt hat sich der waagerechte Zellenboden Bild 3, in dem sich eine Reihe von kleineren Öffnungen befinden, von denen jeweils eine andere geöffnet wird, wenn sich über benutzten eine Kuppel gebildet hat. Damit stürzt die ihres Füllgutes beraubte Kuppel ein, was mit Erschütterungen verbunden ist, die gefühlsmäßig durch eine Verstärkung der Wandbewehrung Rechnung zu tragen ist. Dabei kann es zu Schiefstellungen der Oberfläche kommen.

Schließlich wird der Zement auch durch seitlich eingeführte Rohre abgesaugt, wie Bild 4 andeutet. Auch diese Entleerung ist mit Einstürzen des festgelagerten Zementes und mit der Gefahr einer Schiefstellung der Oberfläche verbunden.

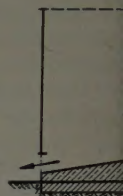


Bild 4

1.2 Berechnungsgrundlagen der Zellenwände

1.21 Die Stahlspannungen

Diese werden durch DIN 1045 und die Ö-Norm 4200, 4. Teil, zweifelsfrei festgelegt.

Für die waagerechte Tragbewehrung wird bei Zellen, die ein möglichst geringen Betonquerschnitt aufweisen sollen, vor allem Betonstahl I, mit einer zulässigen Spannung von 1400 kg/cm^2 verwendet, da F_t möglichst groß werden soll. Macht die Unterbringung der Bewehrung Schwierigkeiten oder tritt die Forderung nach einer möglichst geringen Wanddicke in den Hintergrund, so wird mehrwertige Stähle bevorzugen, in Österreich Torstahl 40 oder da sie die Zugkräfte wirtschaftlicher aufnehmen und die geringe Anzahl der zu verlegenden Stäbe weniger Arbeit erfordert, wodurch die übrigen Arbeiten beim Gleiten weniger behindert werden. Torstahl wird wegen seiner erhöhten Haftfestigkeit anderen hochwertigen, aber glatten Stählen vorgezogen.

1.22 Die Biegezugfestigkeit des Betons

Wie bereits im Vorwort erwähnt, sagen weder DIN 1045 noch die Ö-Norm 4200 etwas über die Biegezug- und Zugfestigkeit sowie über die Elastizitätszahl E_{bz} und E_z des Betons aus; ihre Kenntnis bildet aber die Grundlagen unserer Wandberechnung. Wir sind daher auf eigene Überlegungen und Versuche angewiesen.

Die Biegezugfestigkeit des Betons kann an jeder Baustelle verhältnismäßig einfach bestimmt werden durch Bruch von unbewehrten Balken 70/15 oder 56/10/10.

Bei der Bestimmung des σ_{bz} wird die willkürliche Annahme gemacht, daß $\alpha = h/2$ ist.

Hiernach ergibt sich:

$$\sigma_{bz} = 60 \cdot P/4 \cdot W = P \cdot 60 \cdot 6/4 \cdot 15 \cdot 10^2 = 6 \cdot P/100 \text{ kg/cm}^2.$$

In Wirklichkeit verlagert sich die Nulllinie mit zunehmender Belastung nach oben. Das Spannungsbild hat beim Bruch etwa das Aussehen des Bildes 5 (Zustand Ib). Das errechnete σ_{bz} gibt daher nur einen Anhalt zur Beurteilung der tatsächlich auftretenden Biegezugfestigkeit σ_{bz} .

Um rasch zu Ergebnissen zu gelangen, werden die Probekörper bereits nach 7 Tagen gebrochen. Die 28-Tage-Festigkeit σ_{bz} wird durch Verwendung von Z 225 zu $\frac{1}{0,7}$, bei Z 325 oder Z 425 zu $\frac{1}{0,8}$ der gefundenen 7-Tage-Festigkeit angesetzt.

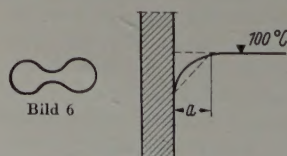


Bild 6

Bild 7

1.23 Die Zugfestigkeit des Betons

Nur ausnahmsweise, bei Arbeiten in Zementfabriken, wird man in der Lage sein, diese unmittelbar zu bestimmen, wenn das Werk noch nach den früheren Zementnormen verformbar geschriebenen Formen (Bild 6) gefertigt und Zugkörper besitzt. Nach Absieben der Körnungen über 5 mm aus dem bereiteten Beton kann σ_z durch Zerreißproben festgestellt werden. Andernfalls sind wir auf eine schätzungsweise Bestimmung von σ_z angewiesen.

Nach Hummel [1] ist die errechnete Biegezugfestigkeit 1,3 bis 1,9 mal so groß wie die Zugfestigkeit. Sie ist um so geringer, je höher der Balkenquerschnitt ist. Da die Balken flachliegend gebrochen werden kann man für die Bestimmung von σ_z den Mittelwert von 1,6 annehmen, so daß zu schreiben ist: $\sigma_z = \sigma_{bz}/1,6 = 0,625 \sigma_{bz}$.

Legen wir unseren Rechnungen einen Sicherheitswert von $s = 1,5$ zugrunde und berücksichtigen wir weiterhin, daß zwischen der Herstellung des Betons und der tatsächlichen Inbetriebnahme der Zellenwände, infolge der Montagearbeiten, mindestens zwei Monate liegen, welcher Zeit der Beton seine 28-Tage-Festigkeit um etwa 20% durch Nacherhärtung vergrößert [1; S. 92, Abb. 63], so kann man die zulässige Zugfestigkeit anschreiben mit:

$$\text{zul } \sigma_z = \sigma_{bz} \cdot 0,625 \cdot 1,20/1,50 = 0,50 \sigma_{bz}. \quad (1)$$

Mit der angenommenen Nacherhärtung des Betons kann aber nur dann voll gerechnet werden, wenn der Beton in der Rastzeit wieder täglich angenäßt wird, damit das Schwinden möglichst verringert wird und der Beton nicht austrocknet.

Die Gefahr, daß die Schwindspannungen bei runden Zellen hohe Werte erreichen, ist nicht sehr groß, da, mit Ausnahme der unmittelbaren an die Sohle anschließenden Wandteile, sich die Kreisquerschnitte verkleinern können. Die Sohle selbst wird aber vor dem Beginn des Gleitens selbsttätig beim Auswaschen der Schalung gründlich durchfeuchtet, so daß dieser Zement quellen wird, worauf im Austrocknen der Sohle diese gleichsinnig mit der Zellenwand die Länge verringert und praktisch genommen keine Spannungen auftreten werden. Ähnlich liegen die Verhältnisse an der Decke. Legt man der Bestimmung der zulässigen Biegezugfestigkeit die gleichen Überlegungen zugrunde wie bei jener der Zugfestigkeit, so kann man schreiben:

$$\text{zul } \sigma_{bz} = \sigma_{bz} \cdot 1,20/1,5 = 0,80 \sigma_{bz}. \quad (2)$$

4 Das Elastizitätsmaß des Betons für Zug

Obleich DIN 1045 im § 17 ausdrücklich besagt, daß für die Spannungsermittlung und das Bemessen der Bauteile $n = 15$ ($E_b = 140000 \text{ kg/cm}^2$) anzunehmen ist und nur bei der Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Bauwerke und der Formänderungen mit $E_b = 210000 \text{ kg/cm}^2$, also mit $n = 10$, zu rechnen ist (letztere Rechnungen kommen in den folgenden Abschnitten nirgends vor), so hat (vgl. auch Dr.-Ing. Rausch, TH Berlin, in Beton und Eisen, 1937, S. 18) es sich zur Regel herausgebildet, die Rechnungen von Temperatur- und Biegezugspannungen mit $n = 10$ durchzuführen [2]. Es wird daher, entgegen DIN 1045, § 17, für alle erwähnten Fälle mit $n = 10$ gerechnet.

Anders und klarer sind die Verhältnisse beim Vorliegen reiner Beanspruchungen. Saliger hat auf Grund zahlreicher Versuche den Bruchzustand $E_z = 83000 \text{ kg/cm}^2$ nachgewiesen [3]. Dieses E_z ergibt den zu günstigen Wert von $n = E_b/E_z = 25$. Es wird daher ein Mittelwert von $E_z = 8,3 \cdot 10^4$ und $E_b = 2,1 \cdot 10^5$ in die Rechnungen für reine Betonzugspannungen eingeführt. Dann

$$n_z = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 2}{(8,3 + 21) 10^4} = 14,3 \sim 15.$$

5 Berechnung des Temperaturunterschiedes in der Zellenwand

Es muß damit gerechnet werden, daß der Zement mit einer Temperatur von 100°C in die Silos eingebracht wird. Gleichzeitig wurde die Außentemperatur von -10°C angenommen. Es ist daher

$$t_a - t_i = 100 + 10 = 110^\circ \text{C}.$$

Der Temperaturunterschied Δt in der Wand wird auf Grund der bekannten Beziehung

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_1} + \frac{d}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_2}$$

bestimmt. Hierin bedeuten:

- = die Wärmedurchgangszahl in $\text{kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ$,
- = der Wärmedurchgangswiderstand,
- = die Wärmeübergangszahl Stahlbeton — Luft,
- = die Wärmeübergangszahl Stahlbeton — heißer Zement,
- = die Wanddicke in m,
- = die Wärmeleitfähigkeit des Stahlbetons.

Nur $\lambda = 2$ ist ein anerkannter Mittelwert für Stahlbeton. Für α_1 im Schrifttum enthalten:

- = 20 als Übergangszahl Ziegelmauerwerk — Luft und
- = 10 als Übergangszahl äußere Fensterverglasung — Luft.

Der Wert für Stahlbeton dürfte zwischen denen der beiden anderen Baustoffe liegen. Es wird daher für α_1 als Mittelwert 15 angenommen.

Einen Wert für α_2 konnte ich im Schrifttum nicht vorfinden und auch bei anerkannten Fachleuten nicht erfragen. α_2 kann auch nicht als Übergangszahl im strengen Sinne des Wortes angesprochen werden, da an der Innenwand kein plötzlicher Temperaturabfall auftritt. Wir müssen uns daher mit einer mehr oder weniger gefühlsmäßigen Bestimmung dieses Wertes abfinden.

Man geht dabei am einfachsten von der von Hencky [4] festgestellten Tatsache aus, daß unsere Baustoffe ihre Wärmeleitfähigkeit bei ihrer Verarbeitung um das 2- bis 2,18fache vergrößern. Hat der Beton die Wärmeleitfähigkeit 2, so wird die des losen Zements 1 betragen, d. h., daß nach Bild 7 die Stahlbetonwand die vom Zement empfangene Wärme doppelt so rasch weiterleiten wird als diese der Zement nachschiebt. Schätzen wir vorsichtig die Entfernung a mit 0,20 m ein (Bild 7), in welcher Entfernung von der Wand der Zement die Temperatur von 100°C besitzt, so können wir α_2 wie folgt berechnen:

$$1/\alpha_2 = 0,20/1 = 1/5$$

und diesen Wert unbedenklich unseren Wärmerechnungen zugrunde legen. Wir können daher schreiben:

$$1/k = 1/15 + d/2 + 1/5 = 0,267 + d/2. \quad (3)$$

Z. B. für $t = 110^\circ \text{C}$ und $d = 0,20 \text{ m}$ ergibt sich:

$$1/k = 0,267 + 0,20/2 = 0,267 + 0,10 = 0,367,$$

woraus das gesuchte Δt mit

$$\Delta t = 0,10 \cdot 110/0,367 = 30^\circ \text{C}$$

erhalten wird.

1.3 Konstruktionsgrundsätze für die Ausbildung der Zellenwände

1. Wie schon in 1.1 angeführt wurde, dürfen in den Wänden keine durchlaufenden Risse auftreten. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich, auch keine geringeren Wanddicken als $d = 20 \text{ cm}$ vorzusehen.

Die Forderung nach Vermeidung durchgehender Risse muß besonders bei Einlagerung luftgemischter Zemente erhoben werden, um ein Herausblasen der mit etwa 6 atü eingepreßten Luft zu verhindern, die u. U. auch Zement mitreißen kann.

Im Hinblick auf die Rostgefahr für die Einlagen soll die Breite der außen auftretenden Risse das Maß $b = 0,15 \text{ mm}$ nicht überschreiten. Gehen Risse durch die ganze Wand, so steigt deren Breite, wie eine spätere Rechnung erweisen wird, auf das unzulässige Maß von 1,4 mm an. Dann besteht auch die Gefahr einer Durchfeuchtung des Zements.

2. Bei der Kostenberechnung und der Bestimmung der Wanddicke fällt der Zementbedarf hier nicht wie sonst ins Gewicht, da er vom Werke hergestellt wird. Die Kosten der Bewehrung und der Schalung sind unabhängig von der Wanddicke, desgleichen auch die Baustelleneinrichtung. Es bleiben somit nur die Kosten für die Aufbereitung und Förderung des Mehrbetons und der Mehrverbrauch an Zuschlagstoffen. Wir können daher beim Entwurf von Zement-silos großzügiger über den Beton verfügen.

3. Wo die Kosten des Betons eine ausschlaggebende Rolle spielen, können die Wände, wie Bild 8 andeutet, auch verjüngt hergestellt werden, wobei der Anzug nach außen zu verlagert ist. Die obere Wanddicke soll nicht unter 15 cm absinken. Die Ausführung eines solchen Anzuges ist natürlich mit Mehrkosten verbunden.

4. Die waagerechte Ringbewehrung soll außen, die lotrechte Bewehrung anschließend an diese nach innen verlegt werden (Bild 9), weil

- a) infolge der Temperaturspannungen innen fast immer Druck und außen Zug entsteht [5],
- b) das x in Bild 9 infolge dieser Anordnung seinen Höchstwert erreicht, die Biegespannung σ_{bz} des Betons daher ihren Mindestwert,
- c) diese Anordnung die leichteste Einbringung der Ringbewehrung gestattet,

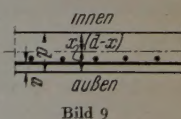


Bild 9

d) ebenso der von innen eingebrachte Beton so am besten und gründlichsten verarbeitet werden kann, eine der Voraussetzungen zur Erzielung eines hochwertigen Betons.

5. Die Betonüberdeckung der Ringbewehrung soll 3 cm betragen (gegenüber DIN 1045 von nur 2 cm), damit der Beton zwischen der

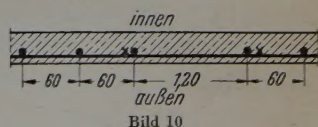


Bild 10

Schalung und der Bewehrung gründlich durchgearbeitet werden kann.

6. Nicht immer wird es möglich sein, die Bewehrung nur außen unterzubringen, selbst wenn hochwertiger Stahl gewählt wird. Dann muß man sich dazu entschließen, auch eine Ringbewehrung auf der inneren Wandseite bis zu jener Höhe einzulegen, von der ab die Bewehrung außen allein genügt.

7. Um größeren Verschnitt zu vermeiden, soll die Ringbewehrung wo möglich schraubenlinienförmig verlegt werden. Hierbei ist die Bestimmung in DIN 1045, § 14 c, zu beachten: „In Behälterwänden, die auf Zug beansprucht werden, sind Überdeckungsstöße zulässig, wenn sie sorgfältig gegeneinander versetzt sind.“

8. Müssen zur Aufnahme der Ringspannungen höherwertige Stähle verwendet werden, so wird man mit Vorteil Torstahl 40, mit einem Durchmesser von 14 mm wählen, da bei diesem in Österreich die Anbringung von Endhaken fehlen kann. Das erleichtert das Einziehen der Bewehrung wesentlich.

Ganz allgemein gesagt, muß alles vorgesehen werden, was das Einziehen der Bewehrung erleichtert, da der Arbeitsaufwand für die Stahlverlegung fast stets die Arbeitsgeschwindigkeit der ganzen Ausführung bestimmt.

9. Für die lotrechte Bewehrung sollte nur Stahl höherer Güte mit $\varnothing \geq 14$ mm verwendet werden, zumal auch der Abstand der Stäbe mindestens 50 cm betragen soll, um das Durchschlüpfen eines Mannes zu gestatten. Die Verwendung solcher Stäbe erleichtert die einwandfreie Verlegung der Ringbewehrung und die Gleitschalungsarbeiten. Der rauhe Torstahl ist glatten Stäben vorzuziehen, da er die waagerechte Bewehrung besser gegen Abrutschen sichert.

Müssen größere Durchfahrten zwischen zwei Zellen geschaffen werden (Bild 10), so ist die entfallende Stange durch zwei Zusatzstäbe gleichen Querschnittes zu ersetzen.

Statisch haben die lotrechten Stäbe nur die Momente, herrührend aus den Temperaturunterschieden in der Wand, aufzunehmen, welcher Aufgabe sie bei der gewählten Anordnung voll gewachsen sind.

10. Werden, wie dies fast ausschließlich der Fall ist, die Wände im Gleitbauverfahren hergestellt, so darf die Kerbwirkung der Kletterstangen nicht übersehen werden (Bild 11). Die Kraftlinien sind dort gezwungen, der Stange auszuweichen, und lotrechte Risse sind bei den Stangen zu erwarten. Die in Bild 11 angedeuteten Wandverstärkungen sind einfachst herzustellen und schützen vor diesen Rissen.



Bild 11

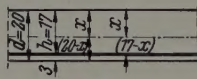


Bild 12

2. Berechnung der Wände von Zellen zur Einlagerung pulverförmigen Zements (Schüttgutlagerung)

Die Berechnung wird an der Hand eines Beispiels durchgeführt und ausschließlich auf die Ringkräfte beschränkt. Die Schwind- und lotrechten Wärmespannungen, der Einfluß der Fußeinspannung usw. werden in gesonderten Abschnitten behandelt.

2.1 Allgemeine Angaben

Die Wanddicke wird nach 1.3 mit $d = 20$ cm gewählt. Der Bestimmung des Seitendruckes wird zugrunde gelegt: Ein Raumgewicht des Zements von $\gamma = 1,35$ t/m³ mit Böschungswinkel $\varphi = 35^\circ$, für Temperaturspannungen $\Delta t = 30^\circ$ C, entsprechend dem Beispiel in 1.25.

2.2 Bestimmung der Ringbewehrung F_e

2.2.1 Bestimmung des Seitendruckes des Zements in 20 cm Tiefe

Nach Nakonz [6] ist der waagerechte Innendruck

$$p_w = \frac{\gamma \cdot F}{\mu \cdot U} \left(1 - e^{-\frac{k \cdot U}{F \cdot h}} \right) = \frac{\gamma \cdot F}{\mu \cdot U} \cdot c.$$

Für einen angenommenen Reibungswinkel Zement-Wand

$$\varphi' = \frac{3}{4} \varphi = \frac{3}{4} \cdot 35^\circ \approx 25^\circ$$

ist nach [6; S. 330] $n = 0,493$ und $k = 0,134$.

Der Zellendurchmesser soll $d = 9$ m und die Füllhöhe des Zements $h = 20$ m sein. Aus der Tafel in [6; S. 331] wird für

$$\frac{U \cdot k}{F} = \frac{4 \cdot 0,134}{9} = 0,06 \text{ m}^{-1} \text{ und } h = 20 \text{ m}$$

$$c = 0,632 + 0,145 \frac{1}{2,5} = 0,632 + 0,058 = 0,690$$

entnommen. Hiermit ergibt sich in 20 m Tiefe

$$p_{w20} = \frac{1,35 \cdot 9}{0,493 \cdot 4} \cdot 0,690 = 4,26 \text{ t/m}^2.$$

2.2.2 Bestimmung der Ringzugkraft Z und der Ringbewehrung f_e

$Z_{20} = 4,26 \cdot 4,50 = 19,20$ t. — Verwendet werden soll Stahl I mit glatter Oberfläche. Somit $f_e = 19,200/1,400 = 13,70$ cm², d. s. 12 $\varnothing$ 12 mm.

2.3 Temperaturspannungen

Es ist: $M_{\Delta t} = -\varepsilon_t \cdot \Delta t \cdot E \cdot J/d$. Hierin ist:

$\varepsilon_t = 10^{-5}$, die Wärmedehnzahl des Betons,
 $\Delta t = 30^\circ$ C, der Wärmeunterschied in der Wand,
 $E = 2,1 \cdot 10^5$, das Elastizitätsmaß des Betons für $n = 10$,
 J = das Trägheitsmoment des Querschnittes,
 $d = 20$ cm, die Wanddicke.

Nach Einsetzung der Sonderwerte wird erhalten:

$$M_{\Delta t} = -2,1 \cdot \Delta t \cdot J/d.$$

Die dazugehörige Spannung $\sigma_{\Delta t}$ wird erhalten:

$$\sigma_{\Delta t d} = M_{\Delta t} \cdot x/J = 2,1 \cdot \Delta t \cdot x/d \text{ (Druck),}$$

$$\sigma_{\Delta t x} = 2,1 \cdot \Delta t \cdot (d - x)/d \text{ (Zug),}$$

$$\sigma_{\Delta t e} = 2,1 \cdot \Delta t \cdot (h - x) \cdot n/d \text{ (Stahlzug).}$$

2.4 Bestimmung der Spannungen im Zustand Ia

Nach Bild 12 ist mit $f_e = 13,70$ cm²:

$$100 \cdot x^2/2 = 100 \cdot (20 - x)^2 + 10 \cdot 13,70 (17 - x),$$

woraus sich ergibt:

$$x = 10,4 \text{ cm, } (d - x) = 9,6 \text{ cm,}$$

$$(h - x) = 6,6 \text{ cm.}$$

Weiter ist:

$$F_i = 2000 + 10 \cdot 13,70 = 2137 \text{ cm}^2,$$

und somit aus der Ringzugkraft:

$$\sigma_z = 19200/2137 = 9 \text{ kg/cm}^2.$$

Es können nunmehr die Randspannungen bestimmt werden:

$$\sigma_{bd} = (2,1 \cdot 30 \cdot 10,4/20 - 9) = 23,6 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Druck,}$$

$$\sigma_{bx} = (3,15 \cdot 9,6 + 9) = 39,2 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zug,}$$

$$\sigma_e = 10 \cdot (3,15 \cdot 6,6 + 9) = 296 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Stahlzug}$$

2.5 Folgerungen aus dem Beispiel

Die maßgebende Spannung in vorstehender Rechnung ist $\sigma_{bx} = 39,2$ kg/cm². Will man den festgelegten Sicherheitsgrad von $s = 1,5$ beibehalten, so müssen wir einen Beton, nach 1.2, mit einer Biegezugfestigkeit $\sigma_{bz} = 39,2/0,80 = 49$ kg/cm² erzeugen. Die Festigkeit ist durchaus nicht außergewöhnlich. Beim Neubau der Zementsilos in Linz/Donau wurde von der Fa. A. Porr, Wien, Salzburg, im Jahre 1953 nach 28 Tagen ein $\sigma_{bz} = 70$ kg/cm² erreicht, und zwar mit Donaugrubenkies: 50% 0/7 mm + 44% 7/30 mm + 6% Feinstsand 0/0,2 mm + 350 kg Gmunder Zement Z 325, Steife: schwach plastisch. — Weiter wurde beim Neubau der Zementsilos in Kirchdorf/Krems $\sigma_{bz} = 60$ kg/cm² hergestellt, mit 380 kg Z 225, ansonsten gleicher Zusammensetzung wie in Linz. In beiden Fällen wurde die Biegezugfestigkeit an Probekörpern 10/15/70 cm festgestellt.

Im Hinblick auf die ansehnlichen Abmessungen des Beispiels kann allgemein gesagt werden, daß Silozellen für die Einlagerung von Massengütern, bei einigermaßen sorgfältiger Betonherstellung immer rißfrei sein werden.

2.6 Bestimmung der Spannungen im Zustand IIa (eingerissener Beton)

Es sei nunmehr angenommen, die Balkenprobe habe ergeben, daß es nur möglich sei, einen Beton von $\sigma_{bz} = 35$ kg/cm² herzustellen.

Dann ist nach Gl. (1) und (2) zu setzen:

$$\text{zul. } \sigma_{bz} = 0,80 \cdot 35 = 28 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\text{zul. } \sigma_z = 0,50 \cdot 35 = 17,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist nunmehr die Dicke b des nicht gerissenen Bestons festzustellen und im Zusammenhang damit die wahrscheinliche gegenseitige Rißabstand λ und die wahrscheinliche Rißbreite Δr .

61 Allgemeine Bestimmung der rißfreien Dicke der Zellenwand

Gegeben ist: Die Wanddicke d , das zul. σ_{bz} , die Ringzugkraft Z und der Temperaturunterschied in der Wand Δt . $n = E_s/E_b$ wird der allgemeinen Form in die Rechnung eingeführt.

Nach Bild 13 ist:

$$50x^2 = 50(b-x)^2 + nF_e(h-x),$$

daraus erhalten wird:

$$x = \frac{50b^2 + nF_e h}{100b + nF_e}$$

$$\text{und } b-x = \frac{50b^2 + nF_e(b-h)}{100b + nF_e}.$$

Weiter ist:

$$\sigma_{\Delta t z} = \frac{21}{n} \cdot \frac{\Delta t}{d} \cdot \frac{50b^2 + n \cdot F_e(b-h)}{100b + nF_e}.$$

erner ist: $F_i = 100b + nF_e$ und $\sigma_z = Z/(100b + nF_e)$.

unmehr ist zul $\sigma_{bz} = \sigma_{\Delta t z} + \sigma_z$,

und es besteht die Beziehung

$$\text{zul } \sigma_{bz} = \frac{21}{n} \cdot \frac{\Delta t}{d} \cdot \frac{50b^2 - nF_e(h-b)}{100b + nF_e} + \frac{Z}{100b + nF_e}, \quad (4)$$

aus der b gefunden wird.

Durch Einsetzen der Sonderwerte in Gl. (4) wird erhalten

$$28(100b + 137) = \frac{21}{10} \cdot \frac{30}{20} \cdot [50b^2 - 137(17-b)] + 19200,$$

daraus sich $b = 9,8 \text{ cm}$ ergibt.

Nach Früherem ist weiter:

$$x = 6,4 \text{ cm}, b-x = 3,4 \text{ cm} \text{ und } h-x = 10,6 \text{ cm}.$$

Dann ergibt sich:

$$F_i = 980 + 137 = 1117 \text{ cm}^2 \text{ und } \sigma_z = 19200/1117 = 17,2 < 17,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Es errechnen sich nunmehr die Spannungen wie folgt:

$$\sigma_{bd} = 3,15 \cdot 6,4 - 17,2 = 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ Betondruck,}$$

$$\sigma_{bz} = 3,15 \cdot 6,4 + 17,2 = 28 \text{ kg/cm}^2 \text{ Betonzug,}$$

$$\sigma_s = 10 \cdot (3,15 \cdot 10,6 + 17,2) = 506 \text{ kg/cm}^2 \text{ Stahlzug.}$$

Nach Gl. (4) werden nicht immer reelle Werte erhalten. Dies ist dann der Fall, wenn σ_{bd} nicht als Druckspannung erhalten wird, wenn also unter Einwirkung von Δt und Z im ganzen Querschnitt nur Zugspannungen auftreten. Dann wird man die rißfreie Dicke der Wand aus der Bedingung berechnen, daß

$$F_i = 100b + 15 \cdot f_e = Z/\text{zul } \sigma_z.$$

Dann wird der übliche Spannungsnachweis erbracht, der σ_{bz} zul σ_{bz} ergeben muß. Ist dies nicht der Fall, so müssen die Querschnittsmaße erhöht werden. Im Beispiel 3.6 liegen solche Fälle vor.

62 Folgerungen aus dem Beispiel

Die errechnete Rißtiefe ist befriedigend, sie beträgt rund die halbe Wanddicke; σ_z und σ_{bz} erreichen ziemlich genau ihre zulässigen Werte.

Genügen diese Ergebnisse dem Konstrukteur nicht oder ergeben die Probekörper noch ungünstigere Werte als $\sigma_{bz} = 35 \text{ kg/cm}^2$, so muß man sich zu einer Verstärkung der Wand oder zu einer Vergrößerung des Stahlquerschnitts oder zu einer Umschnürung entschließen. Wird der Zement vom Werk gestellt, so ist auf alle Fälle eine Wandverstärkung die wirtschaftlichste Lösung.

7 Bestimmung der gegenseitigen Entfernung der auftretenden Risse und der Rißbreite

7.1 Die allgemein gültigen Gleichungen

Nach Friedrich [7] sind die gegebenen Rechnungswerte nur

Richtwerte, deren Bestätigung noch vieler Versuche bedarf. Immerhin sind wir in der Lage, uns auch über die Rißbreite ein Bild zu machen, was wohl unerlässlich ist.

In Bild 14 sind die Verhältnisse in einem Stahlbetonquerschnitt dargestellt, auf den eine Zugkraft Z einwirkt. Z ist so groß, daß bei A ein Riß auftritt. B und C liegen genau in der Mitte der beiden Nachbarrisie. Die Rißentfernung sei λ .

In A nimmt der Stahlstab allein die ganze Zugkraft Z mit der Stahlspannung σ_{II} auf. In der Mitte zweier benachbarter Risse, also bei B und C , sind sowohl der Beton als auch der Stahl an der Aufnahme von Z beteiligt. In dem Stab selbst entsteht hier die Zugspannung σ_I . Friedrich leitet sodann die beiden folgenden Gleichungen ab:

$$\lambda = \frac{3}{4} D \cdot \frac{\Delta \sigma_e}{\tau_H}, \quad (5)$$

$$\Delta r = \frac{1}{2} \lambda \cdot \frac{\sigma_{II}}{E_s}. \quad (6)$$

Hierin bedeuten: λ = die gegenseitige Rißentfernung,
 D = der Durchmesser der Stahleinlage,
 $\Delta \sigma_e = \sigma_{II} - \sigma_I$,
 τ_H = die Haftfestigkeit,
 Δr = die Rißbreite und
 E_s = das Elastizitätsmaß für Stahl.

Weiter gibt Friedrich die Haftfestigkeit für Stähle mit rauher Oberfläche (Tor- und Drillwulststahl u. a.) wie folgt an:

$$\tau_H = 35 + 50/\sqrt{D} - \sigma_e/80 \text{ (rauhe Oberfläche)}. \quad (7)$$

In diesem Ausdruck sind alle auf die Einlagen wirkenden Einflüsse enthalten, wie die Klebekraft der Einlage am Beton, die Anpressung der Einlage am Beton infolge des Schwindens, der Scherwiderstand zwischen Stahl und Beton (das Glied $50/\sqrt{D}$) und der Einfluß der Querschrumpfung des Stahles, bei dessen Dehnung unter der Spannung σ_e (das Glied $\sigma_e/80$).

Für Stähle mit glatter Oberfläche ändert sich der Ausdruck in:

$$\tau_H = 35 + 10/\sqrt{D} - \sigma_e/80 \text{ (glatte Oberfläche)}. \quad (8)$$

2.72 Bestimmung der Rißbreite Δr im Beispiel

Es wurde gefunden: $\sigma_I = 290 \text{ kg/cm}^2$,

$$\sigma_{II} = 506 \text{ kg/cm}^2.$$

Es war: $D = 1,4 \text{ cm}$ gewählt worden.

Demnach ist $\Delta \sigma_e = 506 - 290 = 216 \text{ kg/cm}^2$.

Nach Gl. (8) ergibt sich die Haftfestigkeit mit

$$\tau_H = 35 + 10/\sqrt{1,4} - 506/80 = 35 + 8,5 - 6,5 = 37 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Gl. (5) und (6) werden dann:

$$\lambda = \frac{3}{4} \cdot 1,4 \cdot \frac{216}{37} = 6,1 \text{ cm},$$

$$\Delta r = \frac{1}{2} \cdot 6,1 \cdot \frac{506}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00074 \text{ cm} = 0,0074 \text{ mm} < 0,15 \text{ mm}.$$

Es entstehen daher zahlreiche, eng beieinander liegende und mit dem freien Auge kaum bemerkbare Risse.

Dies ist bei allen Silowänden der Fall, in denen keine durchgehenden Wandrisse auftreten. In diesen Fällen können wir daher von der Bestimmung der Rißbreite und der Rißentfernung absehen und uns mit der Bestimmung der Rißtiefe begnügen.

2.8 Untersuchung für eine Wanddicke von nur 14 cm und für eine Biegezugfestigkeit von $\sigma_{bz} = 30 \text{ kg/cm}^2$

Diese Zahlen sind der Praxis entnommen. Von vornherein sind durch die ganze Wand durchgehende Risse zu erwarten. Es soll die Rißbreite Δr bestimmt und damit nachgewiesen werden, daß durchgehende Risse unter allen Umständen vermieden werden müssen.

Wie früher ist:

$$\max Z = 19,2 \text{ t und } f_e = 13,7 \text{ cm}^2, \text{ d. s. } 12 \varnothing 12 \text{ Stahl I.}$$

Weiterhin ist:

$$\text{zul } \sigma_{bz} = 0,80 \cdot 30 = 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \text{zul } \sigma_z = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta t \text{ bestimmt sich aus } 1/k = 0,267 + 0,14/2 = 0,337,$$

$$\Delta t = 110 \cdot 0,07/0,337 = 23^\circ \text{ C.}$$

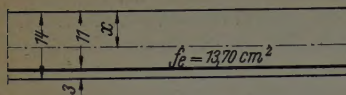


Bild 15

Für den Vollquerschnitt nach Bild 15 ist:

$$F_i = 1400 + 15 \cdot 13,70 = 1606 \text{ cm}^2 \text{ und}$$

$$\sigma_z = 19200/1606 = 12 \text{ kg/cm}^2.$$

Ferner ist: $50 \cdot x^2 = 50 (14 - x)^2 + 10 \cdot 13,70 (11 - x)$, woraus sich ergibt:

$$x = 7,4 \text{ cm, } d - x = 6,60 \text{ cm und } h - x = 3,60 \text{ cm.}$$

Demnach sind: $\sigma_{bd} = (2,1 \cdot 23 \cdot 7,4/14 - 12) = 13,5 \text{ kg/cm}^2$,
 $\sigma_{bz} = (3,45 \cdot 6,6 + 12) = 34,7 > 24 \text{ kg/cm}^2$,
 $\sigma_e = 10 \cdot (3,45 \cdot 3,6 + 12) = 244 \text{ kg/cm}^2$.

Für den angerissenen Querschnitt führt die Bestimmung von b (s. Bild 13) nach Gleichung (4) nicht zum Ziel. Daher muß b aus der im Abschnitt 2.61 angegebenen Gleichung $F_i = Z/\sigma_z$ zul. gerechnet werden.

Aus $100b + 15 \cdot 13,70 = 19200/15 = 1280 \text{ cm}^2$ ist $b = 10,74 \text{ cm}$. Weiter ergibt sich aus:

$$50x^2 = 50(10,74 - x)^2 + 10 \cdot 13,7(11 - x)$$

$$x = 6 \text{ cm, } b - x = 4,74 \text{ cm und } h - x = 5 \text{ cm.}$$

Die Randspannungen sind:

$$\sigma_{bd} = (3,45 \cdot 6 - 15) = 5 \cdot 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck,}$$

$$\sigma_{bz} = (3,45 \cdot 4,74 + 15) = 31,4 > 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug,}$$

$$\sigma_e = 10(3,45 \cdot 5 + 15) = 322 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Querschnitt wird unter dem Einfluß der Temperaturspannungen also weiter aufreißen, so daß keine oder eine ungenügende nicht-gerissene Zone b verbleibt, die nach Abkühlung des Zements nicht imstande ist, ohne Reißbildung $Z = 19200 \text{ kg}$ aufzunehmen; es werden durch die ganze Wand durchgehende Risse entstehen.

2.81 Bestimmung der Reißentfernung λ und der Reißbreite Δr

Nach Gleichung (8) ist

$$\tau_H = 35 + 10/\sqrt{1,4} - 1400/80 = 26,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Weiter ist

$$\Delta \sigma_e = 1400 - 12 \cdot 15 = 1220 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Gleichung (5) ist nunmehr

$$\lambda = 3/4 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 220/26,5 = 41,5 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (6) ist

$$\Delta r = 1/2 \cdot 41,5 \cdot 1400/2,1 \cdot 10^6 = 0,138 \text{ cm} = 1,4 \text{ mm.}$$

Die Reißbreite beträgt daher rund das Zehnfache der zulässigen von 0,15 mm. Dies ist unzulässig, da das Füllgut Gefahr läuft, durch-naßt zu werden, abgesehen von der Rostgefahr für den Stahl.

Die Reißbreite jeder gerissenen Zellenwand muß eine unzulässige Größe erreichen, da σ_e seinen Höchstwert erreicht und damit λ und Δr zu Größtwerten werden. Bei Verwendung von Stählen mit höherer Spannung steigt die Reißbreite weiter an.

3. Wände von Zellen für die Aufnahme luftgemischten Zements (Homogenisierungssilos)

3.1 Allgemeines über die Luftmischung des Zements

Auf dem Siloboden B des Bildes 16 ist ein Aufbeton A mit schwach geneigter Oberfläche, in dem eine Reihe von Düsen eingebaut sind, aufgebracht. Gleichzeitig mit der Einbringung des Zements wird aus den Düsen Luft mit etwa 6 atü in die Zellen gedrückt, die aus einer Öffnung in der Decke wieder entweichen kann. Der so behandelte Zement nimmt physikalisch die Eigenschaft einer Flüssigkeit an, die durch die eingeblasene Luft in eine wallende Bewegung gerät. Damit wird eine innige Durchmischung des Zements erreicht, der dann in allen Teilen der Zellenfüllung eine einheitliche Zusammensetzung besitzt. Nach Durchmischung wird die Luftzufuhr eingestellt, der Zement sackt zusammen und lagert in diesem Zustande.

Zur Entleerung der Zelle wird wieder Luft eingeblasen und der Zement verflüssigt, in welchem Zustande er aus seitlichen oder in der Mitte angebrachten Öffnungen abgelassen wird.

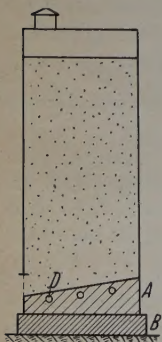


Bild 16

Die Gefahr einer Schiefstellung der Oberfläche oder eines Einsturzes bei Entnahme des Füllgutes ist ausgeschlossen.

Die Belastungsangaben für die Zellenwandungen sind nicht einheitlich. Der Wert γ schwankt zwischen 0,95 und 1,1 t/m³. Der nachstehenden Rechnung wurde $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$ zugrunde gelegt. Mitunter wurde auch vorgeschrieben, daß zusätzlich mit einem Überdruck der Luft von 0,25 atü zu rechnen sei, d. s. 2,5 t/m² Wand. Diese, die Wirtschaftlichkeit der Seitenwände empfindlich belastende Angabe ist im ersten Beispiel nicht in Rechnung gestellt, wohl aber im zweiten. Jedenfalls ist dem anbietenden Unternehmer dringend zu empfehlen, sich Klarheit über die Berechnungsgrundlagen zu verschaffen.

Es ist weiter klar, daß die Wandungen keine durchgehenden Risse besitzen dürfen, da die Luft ausblasen würde, u. U. unter Zemententnahme.

3.2 Zusammenfassung und Aufzählung der Einflüsse der Luftmischung auf die Konstruktion und Berechnung der Zellenwände

1. Der Seitendruck des luftgemischten Zements ist gleichzusetzen jenem einer Flüssigkeit von $\gamma = 0,95$ bis 1,1 t/m³.
2. Gegebenenfalls ist einem Überdrucke von 0,25 atü Rechnung zu tragen.
3. Der Zement wird mit einer Temperatur von 100° C eingebracht. Der Einfluß des Temperaturunterschiedes in der Wand ist zu berücksichtigen.
4. Für den Fall eines Versagens der Luftzufuhr müssen die Wände auch imstande sein, dem Seitendruck des mit 100° C eingebrachten pulverförmigen Zements zu widerstehen ($\gamma = 1,35 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 35^\circ$).
5. Die Wände dürfen keine durchgehenden Risse aufweisen.

Aus vorstehender Aufzählung ist erkennbar, daß nur hochwertiger Beton als bei der pulverförmigen Lagerung des Zements den an sie gestellten Anforderungen entsprechen werden.

3.3 Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur des eingebrachten Zements

Da die kühle Außenluft gleichzeitig mit dem Einbringen des Zements eingeblasen wird, ist ohne weiteres klar, daß der Zement am Boden schnell die Temperatur der Außenluft annimmt, während nur der Zement an seiner jeweiligen Oberfläche noch 100° C messbar wird. Wie die Temperatur von der Oberfläche zum Siloboden abfällt, ist unbekannt. Es kann aber eine parabolische Abnahme angenommen werden, ähnlich wie dies Bild 17 zeigt.

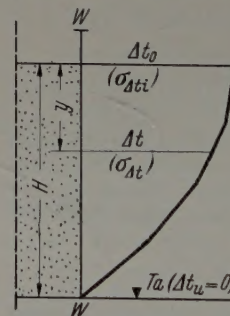


Bild 17

Davon ausgehend, können wir, ohne Berücksichtigung der Einbringtemperatur des Zements, die Bemessung nur auf Grund des am Wandfuß auftretenden Ringzuges vornehmen, d. h. wir können den Stahlquerschnitt f_o und die Wanddicke d bestimmen. Nunmehr sind wir imstande, nach 1,25 der Temperaturabfall Δt in der Wand in der Höhe der Zementoberfläche und nach 2,3 die in der Wand durch Δt verursachten Biegespannungen bestimmen, von denen uns nur die Zugspannung σ_{Atz} interessiert, die zu σ_z , herrührend vom max $\Sigma(\sigma_{Atz} + \sigma_z)$ Seitendruck des Zements, zu addieren ist.

Die Stelle, wo max $\Sigma(\sigma_{Atz} + \sigma_z)$ auftritt, muß nunmehr bestimmt werden, was übersichtlich zeichnerisch erfolgt, nachdem vorher σ_{Atz} und σ_z rechnerisch für verschiedene Tiefenstufen bestimmt wurden.

Für die Bestimmung der Tiefe von max $\Sigma(\sigma_{Atz} + \sigma_z)$ können vereinfachende Annahmen gemacht werden und zwar kann:

1. eine geradlinige Abnahme der Ringspannungen im Beton vom Boden aus angenommen werden und
2. die Lage der Nulllinie im Betonquerschnitt zu $x = d/2$ gesetzt werden, wenn d die Wanddicke bedeutet.

Um Δt und σ_{Atz} in jedem Tiefenpunkte unter der Zementoberfläche angeben zu können, benötigen wir die Gleichungen der beiden Parabeln dieser Werte. In Bild 17 bedeutet: Δt_0 den Temperaturabfall in der Höhe der Zementoberfläche, H die Füllhöhe des Zementluftgemisches und Δt den Temperaturabfall in der Wand, in der Tiefe y unter der Zementoberfläche.

Dann lautet die Parabelgleichung für Δt in bezug auf die Wand W s Y- und die Zementoberfläche als X-Achse:

$$y^2 = \frac{H^2}{t_i} (\Delta t_0 - \Delta t)$$

und sinngemäß jene für $\sigma_{\Delta t}$:

$$y^2 = \frac{H^2}{\sigma_{\Delta t i}} (\sigma_{\Delta t i} - \sigma_{\Delta t}).$$

Weiteres soll an der Hand zweier Beispiele gezeigt werden.

4 Erstes Beispiel

Die freistehende, runde Zelle habe einen Innendurchmesser $D_i = 5,00$ m, und die Füllhöhe des Zementluftgemisches sei $H = 18,00$ m, dessen Einheitsgewicht mit $\gamma = 1,00$ t/m³ gegeben. Im Beispiel A, III, 5 wurde $\Delta t = 30^\circ$ C gefunden. Mit der zussigen Annahme, daß sich die Nulllinie des Querschnittes in der Mitte befindet, rechnet sich die zu $\Delta t = 30^\circ$ gehörige Spannung mit

$$\sigma_{\Delta t} = 2,1 \cdot \Delta t \cdot 0,50 = 31,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Gleichung der in 3.3 abgeleiteten Parabel kann nunmehr für $H = (18,00 - 0,50) = 17,50$ m und $\sigma_{\Delta t i} = 31,50$ kg/cm² niederschieden werden:

$$y^2 = \frac{17,50^2}{31,5} (31,5 - \sigma_{\Delta t}) = 9,75 (31,5 - \sigma_{\Delta t}).$$

Die Berücksichtigung eines Luftüberdruckes sei nicht verlangt. Die Höhe des zusammengesackten Zements ist

$$H_s = 18,00 \cdot 1/1,35 = 13,30 \text{ m.}$$

4.1 Bestimmung der Ringzugkraft Z

Der Seitendruck am Fuß ist, wenn die Ringbewehrung von Meter a Meter bemessen wird,

$$p_x = 1000 (18,00 - 0,50) = 17500 \text{ kg/m}^2;$$

mit

$$Z = 2,50 \cdot 17000 = 44000 \text{ kg.}$$

4.2 Bestimmung des Stahlquerschnittes am Wandfuß

Für Bewehrung mit Torstahl 40 ist $\sigma_s = 2400$ kg/cm². Dann ist $f_s = 44000/2400 = 18,3$ cm², d. s. 12 $\varnothing$ 14 am Fuße der Wand.

4.3 Bestimmung der Betongüte

Die Wandstärke wird mit $d = 20$ cm vorgesehen. Mit

$$F_i = 2000 + 15 \cdot 18,3 = 2275 \text{ cm}^2$$

ergibt sich

$$\sigma_x = 44000/2275 = 19,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Beton muß daher nach Gl. (1) eine Biegezugfestigkeit von $\sigma_{bz} = 2 \cdot 19,4 = 38,8$ kg/cm² aufweisen, was wohl immer möglich in wird.

4.4 Bestimmung der Temperatur- und der Ringspannungen des Betons

Die Spannungen wurden von 3,50 zu 3,50 m Tiefe bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tafel I zusammengestellt und in Bild 18 aufgetragen.

Tafel I

Tiefe m	σ_x kg/cm ²	$\sigma_{\Delta t}$ kg/cm ²	$\Sigma (\sigma_x + \sigma_{\Delta t})$ kg/cm ²	zul σ_{bz} kg/cm ²	erf σ_{bz} kg/cm ²
0	0	31,50	31,50		
3,50	4,25	30,25	34,50		
7,00	8,40	26,50	35,00	31,0	38,8
10,50	12,00	19,20	31,20		
14,00	15,80	11,30	27,10		
17,50	19,20	0	19,20		

In Bild 18 ist strichpunktiert auch die Bewehrungslinie eingetragen. Sie kann natürlich nicht auf 0 auslaufen, da im Wandoberteil auch eine Bewehrung vorhanden sein muß. Sie wurde hier mit 5 $\varnothing$ 12 angenommen, d. s. 5,65 cm².

Das nach Gl. (1) zul $\sigma_{bz} = 0,80 \cdot 38,8 = 31$ kg/cm² wird nach Bild 18 überschritten, die Festigkeit erf. $\sigma_{bz} = 38,8$ kg/cm² aber nicht erreicht. Mit der Möglichkeit von Rißbildungen muß demnach gerechnet werden, wenn auch die vorausgesetzte Biegezug-

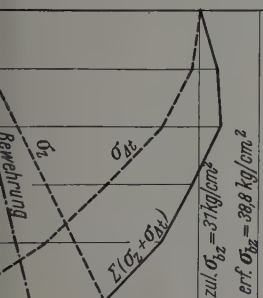


Bild 18

festigkeit nirgends erreicht wird. Jedenfalls ist sie bedeutungslos, so daß sie rechnerisch nicht weiter untersucht zu werden braucht.

3.45 Untersuchung der Wand bei pulverförmiger Einfüllung des Zements

a) Bestimmung des Seitendruckes des Zements in 13,30 m Tiefe

Nach [6] ist entsprechend 2.4 in 13,30 m Tiefe

$$p_w = 2 \cdot 54 \text{ t/m}^2 \text{ und } Z = 2,54 \cdot 2,50 = 6,4 \text{ t.}$$

b) Bestimmung der Ringspannung am Fuße

Mit $F_i = 2000 + 10 \cdot 18,4 = 2184$ cm² ist

$$\sigma_x = 6400/2184 = 3 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Bestimmung der Temperaturspannung

Mit $x = d/2$ ist bei $\Delta t = 30^\circ$ C:

$$\sigma_{\Delta t} = 2,1 \cdot 30 \cdot 0,50 = 31,5 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Die gesamte Betonbeanspruchung am Fuße der Wand ist

$$\sigma_{bz} = 31,5 + 3 = 34,5 \text{ kg/cm}^2 > 31 \text{ kg/cm}^2.$$

e) Zusammenfassung

Die Überschreitung der zulässigen Biegezugspannung ist so gering, daß sich der Nachweis der Rißtiefe erübrigt. Außerdem nehmen die Spannungen bei geringerer Tiefe rasch ab und damit auch die Gefahr der Rißbildung.

3.5 Zweites Beispiel

3.5.1 Angaben

Die freistehende Zelle habe den Innendurchmesser $D_i = 11,40$ m, die Füllhöhe des Zementluftgemisches sei $H = 21,5$ m. Die Lastangaben lauten: Zementluftgemisch mit $\gamma = 0,95$ t/m³ und außerdem ein Überdruck der Luft von 0,25 atü = 2500 kg/m².

Die Höhe des zusammengesackten Zements ist $H_1 = 21,50 \cdot 950/1350 = 15,00$ m. — Die Einbringtemperatur des Zements beträgt wieder 100° C. Es handelt sich daher um eine Zelle großen Ausmaßes und um eine durch den Luftüberdruck beachtlich erhöhte Wandbelastung. Ohne weiteres ist einleuchtend, daß eine solche Zelle nur dann ohne Umschnürung ausgeführt werden kann, wenn es gelingt, einen hochzugfesten Beton herzustellen.

Für die erste Durchrechnung wird angenommen, daß die Probekanten eine Biegezugfestigkeit von $\sigma_{bz} = 70$ kg/cm² nach 28 Tagen ergeben haben. Im Anschluß an diese Rechnung werden die Wandabmessungen unter Zugrundelegung eines $\sigma_{bz} = 50$ und ferner eines $\sigma_{bz} = 90$ kg/cm² bestimmt, um den Einfluß der Größe der Biegezugfestigkeit auf die Konstruktion festzustellen.

Für $\sigma_{bz} = 70$ kg/cm² ist: zul $\sigma_x = 35$ kg/cm² und zul $\sigma_{bz} = 0,80 \cdot 70 = 56$ kg/cm².

3.5.2 Bestimmung der Wandbewehrung und der Wanddicke in der Tiefe 21,50 — 3,00 = 18,50 m

a) Allgemeines

Wie im Abschnitt 7. nachgewiesen werden wird, beginnt sich der Einfluß der Störung durch die Bodenplatte in der Höhe von 3,08 $\approx$ 3,00 m über der Sohle geltend zu machen. Ab dort ist als Ringspannung nur mehr die Dreiecklast BDC des Bildes 19 aufzunehmen, also durch eine Ringbewehrung, während die Lasten CDE die Wand auf Biegung in lotrechter Richtung beanspruchen. Für die Bemessung der Wanddicke ist daher der Seitendruck in B, also in einer Tiefe von 18,50 m maßgebend.

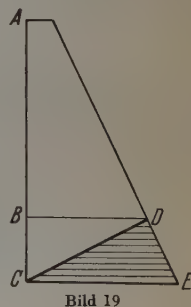


Bild 19

b) Die Bewehrung in $T = 18,50$ m

Es ist:

$$p_w = 18,50 \cdot 950 + 2500 = 20300 \text{ kg/cm}^2 = 20,3 \text{ t/m}^2$$

und $Z = 20,3 \cdot 5,70 = 116 \text{ t.}$

Die Rechnung wird nur für Torstahl 40 mit zul $\sigma_s = 2400$ kg/cm² durchgeführt. Demnach ist

$$f_s = 116000/2400 = 48,5 \text{ cm}^2 = 31,5 \varnothing 14.$$

c) Bestimmung der Wanddicke d

Aus $F_i = 100 d + 15 \cdot 48,5 = 116000/35 = 3320$ cm²

ergibt sich $d = 25,9 = 26$ cm.

3.53 Bestimmung des Temperaturgefälles in der Wand und des Temperatur- und Spannungsabfalles

Nach Gl. (3) ist

$$1/k = 1/15 + 0,26/2 + 1/5 = 0,267 + 0,13 = 0,397$$

und hiermit $\Delta t = 110 \cdot 0,13/0,397 = 36^\circ \text{C}$.

Für $x = d/2$ ist $\sigma_{\Delta t} = 2,1 \cdot 36 \cdot 0,5 = 38 \text{ kg/cm}^2$.

Die Gleichungen der beiden Abfallparabeln lauten:

$$\text{für den Temperaturabfall } y^2 = 12,2 (36 - \Delta t),$$

$$\text{für den Spannungsabfall } y^2 = 11,6 (38 - \sigma_{\Delta t}).$$

3.54 Die Ergebnisse der Bestimmung von $\sigma_{\Delta t}$ und σ_x sind in Tafel II eingetragen, für die Tiefenstufen von 3,50 m

Aus ihr ist ersichtlich, daß zul $\sigma_{bz} = 56 \text{ kg/cm}^2$ nirgends erreicht wird.

3.6 Durchrechnung des gleichen Beispiels, jedoch für $\sigma_{bz} = 50 \text{ kg/cm}^2$

Es ist demnach angenommen, daß es nur möglich ist, einen Beton mit einer Biegezugfestigkeit von 50 kg/cm^2 zu erzeugen.

Daher ist: zul $\sigma_x = 25 \text{ kg/cm}^2$ und zul $\sigma_{bz} = 0,8 \cdot 50 = 40 \text{ kg/cm}^2$.

In Anlehnung an die Tafel II werden, neben der Tiefe $T = 18,50 \text{ m}$, nur die Spannungen in $10,50 \text{ m}$ Tiefe untersucht.

Tafel II

Tiefe m	$\sigma_{\Delta t}$ kg/cm ²	σ_x kg/cm ²	$\Sigma (\sigma_x + \sigma_{\Delta t})$ kg/cm ²	zul σ_{bz} kg/cm ²	f_e (Tor 40) cm ²
0	38	5,50	43,50		5,9
3,50	37	11,50	48,50		13,8
7,00	34	17,50	51,50		21,70
10,50	28,50	23,50	52,00	56,0	29,80
14,00	21	28,50	49,50		37,50
17,50	11,50	33,00	44,50		45,50
18,50	8,50	35,00	43,50		48,50

3.61 Querschnitt $T = 18,50 \text{ m}$, bewehrt mit $f_e = 48,5 \text{ cm}^2$ Torstahl 40

Aus

$$F_i = 100 d + 15 \cdot 48,50 = 116000/25 = 4650 \text{ cm}^2$$

ergibt sich

$$d = 39,2 \approx 39 \text{ cm}.$$

3.62 Bestimmung des Δt in der Wand und des $\sigma_{\Delta t}$

Es ist wieder: $1/k = 0,267 + 0,195 = 0,462$ und weiter

$$\Delta t = 110 \cdot 0,195/0,462 = 46,5^\circ \text{C} \text{ und}$$

$$\sigma_{\Delta t} = 2,1 \cdot 46,5 \cdot 0,50 = 49 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Gleichung der Temperaturparabel lautet: $y^2 = 9,5 (46,5 - \Delta t)$.

Die Gleichung der Spannungsparabel lautet: $y^2 = 9 (49 - \sigma_{\Delta t})$.

3.63 Der Querschnitt in $T = 10,50 \text{ m}$

a) $\sigma_{\Delta t}$ wird aus der Parabelgleichung erhalten mit $\sigma_{\Delta t} = 36,8 \text{ kg/cm}^2$.

b) Bestimmung von σ_x . Aus Tafel II wird entnommen: $f_e = 29,8 \text{ cm}^2$.

Mit $Z = 71500 \text{ kg}$ und $F_i = 3900 + 15 \cdot 29,80 = 4345 \text{ cm}^2$ ist $\sigma_x = 71500/4345 = 16,50 \text{ kg/cm}^2$ und

$$\Sigma \sigma_x = \sigma_{bz} + \sigma_x = 36,80 + 16,50 = 53,30 \text{ kg/cm}^2 > 40 \text{ kg/cm}^2.$$

3.64 Bestimmung der rißfreien Zone b

Die Rechnung nach Gl. (4) ergibt einen imaginären Wert; wir müssen daher b aus der Bedingung bestimmen:

$$F_i = 100 b + 15 \cdot 29,80 = 71500/25 = 2860 \text{ cm}^2,$$

woraus sich ergibt

$$b = 24,14 \approx 24 \text{ cm}.$$

Mit den Abmessungen in Bild 20 wird erhalten aus

$$50 x^2 = 50 (24 - x)^2 + 10 \cdot 29,80 (36 - x).$$

$$x = 14,8 \text{ cm}, b - x = 9,2 \text{ cm} \text{ und } h - x = 21,2 \text{ cm}.$$

Die maßgebenden Spannungen sind daher:

$$\sigma_{bd} = (2,1 \cdot 35 \cdot 14,8/39 - 25) = 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck,}$$

$$\sigma_{bz} = (2,1 \cdot 35 \cdot 9,2/39 + 25) = 42,4 > 40 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug,}$$

$$\sigma_e = 10 \cdot (2,1 \cdot 35 \cdot 21,2/39 + 25) = 650 \text{ kg/cm}^2.$$

3.65 Folgerungen aus den zuvor gerechneten Spannungen

$\sigma_{bz} = 42,4 \text{ kg/cm}^2$ überschreitet zul $\sigma_{bz} = 40 \text{ kg/cm}^2$, es bleibt aber unter dem Wert der Biegezugfestigkeit $\sigma_{bz} = 50 \text{ kg/cm}^2$; eine tatsächliche Verringerung von b ist daher unwahrscheinlich.

Es könnte in den bedenkenlichen Wandteilen der Torstahl durch Baustahl I mit $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ersetzt werden, was das errechnete

σ_{bz} unter den zulässigen Wert von 40 kg/cm^2 herunterdrücken würde. Dafür müßten einige Nachteile in Kauf genommen werden, wie z. B. die Verlegung eines größeren Stahlquerschnitts und die Anbringung von Haken, die in Österreich für Torstahl mit $\varnothing \leq 14 \text{ mm}$ nicht erforderlich sind.

Nach Abwägung der Vor- und Nachteile kann die Beibehaltung der Torstahlbewehrung als geringeres Übel und die Inkaufnahme der Überschreitung der zul. Spannung empfohlen werden.

3.7 Durchrechnung des gleichen Beispiels für eine festgestellte Biegezugfestigkeit von 90 kg/cm^2

Nach Hummel [1] liegt das z. Z. erreichbare Höchstmaß der Biegezugfestigkeit von Beton bei etwa 120 kg/cm^2 . Es ist daher die Erzielung einer Biegezugfestigkeit von 90 kg/cm^2 an der Baustelle höchst unwahrscheinlich. Die Rechnung mit dieser Festigkeit wird aber trotzdem durchgeführt, um den Einfluß einer zielsicheren Betonherstellung auf die Wirtschaftlichkeit der Zellenwandausbildung darzulegen.

Da der Rechnungsgang der gleiche ist wie in den vorhergehenden Beispielen, wird dieser nur in gekürzter Form wiedergegeben.

$$\text{Es ist: zul } \sigma_{bz} = 0,8 \cdot 90 = 72 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\text{zul } \sigma_x = 0,5 \cdot 90 = 45 \text{ kg/cm}^2.$$

Für Torstahl wurde errechnet $f_e = 48,5 \text{ kg/cm}^2$.

Es bestimmt sich d aus:

$$100 d + 15 \cdot 48,5 = 116000/45 \text{ mit } d = 18,5 \text{ cm}.$$

Bestimmung von Δt und der Temperatur- und Spannungsparabel

$$1/k = 0,267 + 0,0925 = 0,3595, \Delta t = 110 \cdot 0,0925/0,3595 = 28,5^\circ \text{C}$$

$$\sigma_{\Delta t} = 2,1 \cdot 28,5 \cdot 0,50 = 30 \text{ kg/cm}^2,$$

$$y^2 = 16,2 (28,5 - \Delta t) \text{ und } y^2 = 15,5 (30 - \sigma_{\Delta t}).$$

In $T = 10,50 \text{ m}$ ist $Z = 71500 \text{ kg}$ und $f_e = 29,8 \text{ cm}^2$, so daß sich errechnet $\sigma_{\Delta t} = 22,9 \text{ kg/cm}^2$. Es ist $F_i = 1850 + 15 \cdot 29,5 = 2 \cdot 298 \text{ cm}^2$ und demnach ist $\sigma_x = 71500/2298 = 31 \text{ kg/cm}^2$, so daß sich ergibt

$$\sigma_{bz} = 22,9 + 31 = 53,9 < 72 \text{ kg/cm}^2.$$

Folgerungen aus dem Beispiel

Bei einem Mindestmaß an Wanddicke ($18,5 \text{ cm}$) wird in allen Teilen der Zellenwand eine verlässliche Rißfreiheit erzielt. Je sorgfältiger daher der Beton hergestellt wird, desto einwandfreier und wirtschaftlicher wird das Bauwerk.

4. Folgerungen aus der Durchrechnung der Beispiele der Abschnitte 2 und 3

4.1 Nach Vorhergehendem ist der Beweis erbracht, daß auch große Zellen wie im Beispiel in 3.5 ($D_i = 11,40 \text{ m}$, $H = 21,50 \text{ m}$) für luftgemischten Zement und mit Berücksichtigung eines Überdruckes von $0,25 \text{ atü}$ der Bedingung entsprechend, daß die Wände keine durchgehenden Risse aufweisen dürfen, ohne Umschnürung durchführbar sind.

Für den Fall, daß der Zement vom Werk billig geliefert wird, ist die vorgeschlagene, nicht umschnürte Lösung zweifellos die wirtschaftlichste.

4.2 Die Bemessung der Zellenwände und deren waagerechten Tragbewehrungen, sowohl im Falle der Einlagerung von pulverförmigen als auch von luftgemischtem Zement, kann ohne Rücksichtnahme auf die hohe Einbringttemperatur des Gutes erfolgen, wenn äußere nicht durchgehende Risse zugelassen werden.

4.3 Die Bestimmung der Rißbreite Δr ergab in allen Fällen, die keine durchgehenden Risse aufwiesen, Werte, die weitaus unter der als zulässig erklärten Breite von $0,15 \dots 0,20 \text{ mm}$ blieben. Ein besonderer Nachweis der Rißbreite erübrigt sich demnach in allen diesen Fällen.

4.4 Die Ansicht, daß durchgehende Risse unschädlich sind, ist im Beispiel 2.8 widerlegt, da die Rißbreite Δr (im Beispiel $1,4 \text{ mm}$) infolge der Größe von $\Delta \sigma_e = \sigma_{II} - \sigma_I$ derartig ansteigt, daß mit einer Durchnässung des Lagergutes gerechnet werden muß und die Gefahr eines Rostens der Stahleinlagen bestände.

An der Forderung, daß die Zellenwandungen keine durchgehenden Risse aufweisen dürfen, muß daher starr festgehalten werden. Dies bedingt, daß in den gefährdeten Querschnitten die Rißtiefen rechnerisch zu bestimmen und nachzuprüfen ist, ob der ideelle Wandquerschnitt F_i , gebildet aus der nichtgerissenen Wanddicke b und den Einlagen, imstande ist, die Ringzugkraft Z mit der zulässigen Zugspannung aufzunehmen, wobei gleichzeitig in der Wandtiefe die zulässige Biegezugspannung nicht überschritten werden darf. Ist eine dieser beiden Bedingungen nicht erfüllt, so muß der ideelle Querschnitt F_i vergrößert werden.

(Fortsetzung folgt)

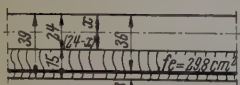


Bild 20

Noch einmal eine Probelastung von Pfählen

Von Dr.-Ing. habil. Ferdinand Siemonsen, Mannheim

DK 624.154.3:624.058 Betonpfähle: Probelastungen

ber die Tragfähigkeit von Pfählen sind eine ganze Reihe von
sätzen veröffentlicht worden. Wenn ihnen ein weiterer hinzu-
gt wird, so geschieht es, weil Versuche, die die Grün & Bilfinger
vor Jahren durchführen ließ, interessante Vergleichsmöglich-
en bieten. Auf Schilderungen der Be- und Entlastungsvorrich-
gen wird verzichtet, da diese die üblichen waren.

Die Versuche erstreckten sich auf:

1 einen Bohrpfahl XIV, bei dem das Bohrrohr bis zur
ünschten Tiefe niedergetrieben, mit Beton gefüllt und während
en gezogen wurde. Der Beton wurde während des Vorganges
ittelt;

2 einen Bohrpfahl XVI, wie bei 1.1, jedoch wurde der
alfuß unter gleichzeitiger Verdichtung des umliegenden Erd-
nes verbreitert;

3 gerammte Ortpfähle, bei denen ein Rohr mit Spitze
einer Ramme unter Verdichtung des Erdreiches neben und unter
Spitze in den Baugrund getrieben wurde. Die Spitze wurde nach

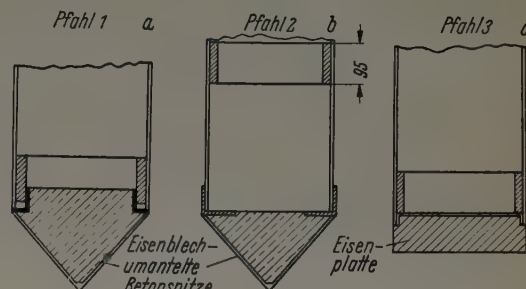


Bild 1a. Eisenblechummantelte Betonspitze

Bild 1b. Eisenblechummantelte Betonspitze

Bild 1c. Eisenplatte

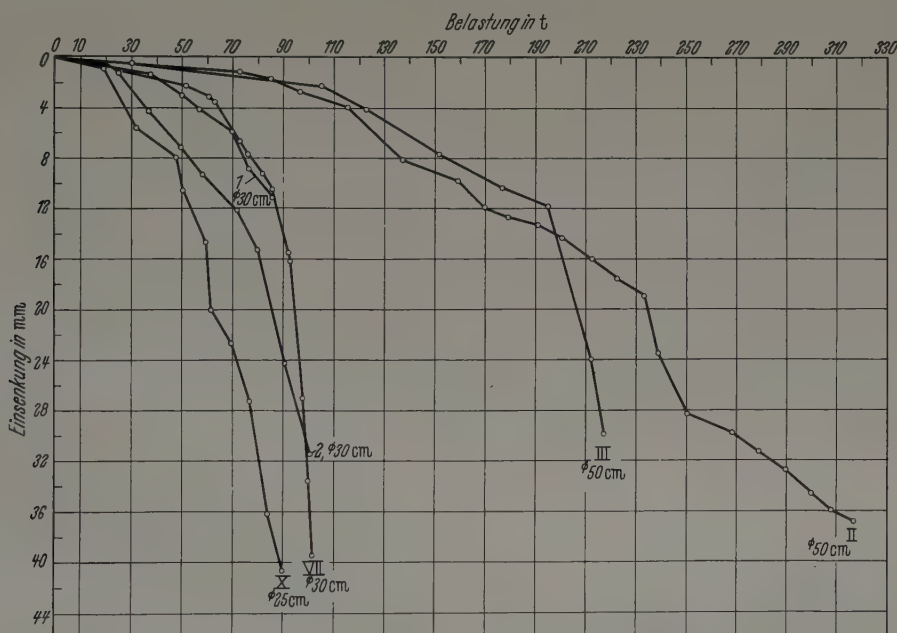


Bild 2. Setzung der gerammten Ortpfähle mit verschiedenen Durchmessern

Rammen gelöst, das Rohr in bestimmten Abständen mit Beton
üllt und während des Rüttelns gezogen. Bei solchen Pfählen
gegenüber gerammten Stahlbeton-Fertigpfählen eine erhöhte
ung berücksichtigt werden, da durch das Rütteln der Beton mit
umliegenden Erdreich verbunden wird.

ine Versuchsreihe sollte klären, ob die Form des unteren Rohr-
chlusses für den Rammvorgang von Bedeutung ist.

Bild 1 sind die Rohrspitzen wiedergegeben. Der Pfahl ohne
ze wurde mit einer um 15% höheren Schlagzahl gegenüber der
Pfähle mit Spitze niedergetrieben.

le weiteren gerammten Ortpfähle waren mit einer Spitze, ähn-
wie bei Pfahl 2 ausgebildet, versehen. Es war also der Durch-
ser der Spitze stets um ein gewisses Maß größer als der des
res. Wenn der Ring der Spitze das Erdreich verdichtet hatte,
bei weiterem Rammen eine geringe Lockerung des Bodens ein-
durch kann sich der durch Rütteln seitlich drückende Beton gut
dem Erdreich verbinden.

Um den Einfluß der verschiedenen Pfahldicken auf die Tragfähig-
keit zu erforschen, wurden Rohre verschiedenen Durchmessers ge-
rammt. Die Abmessungen betragen:

	ϕ in cm	Länge in m	Umfangsfläche in m^2	Grundfläche in m^2
Pfahl I	30	6,00	6,0	0,091
2	30	6,00	6,0	0,091
II	50	6,50	11,1	0,22
III	50	6,00	10,2	0,22
IV	50	6,00	10,2	0,22
V	50	6,50	11,1	0,22
VII	30	6,00	6,0	0,091
X	25	6,00	4,86	0,061
XII	50	6,00	10,2	0,22

Gerammt wurden diese Rohre mit einem 2-t-Menck-Bär mit rd.
80 cm Fallhöhe.

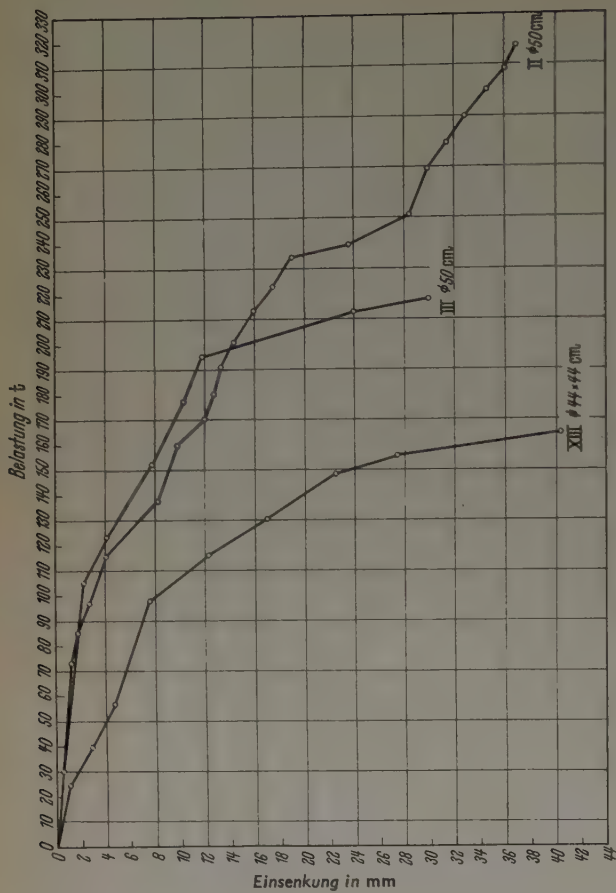
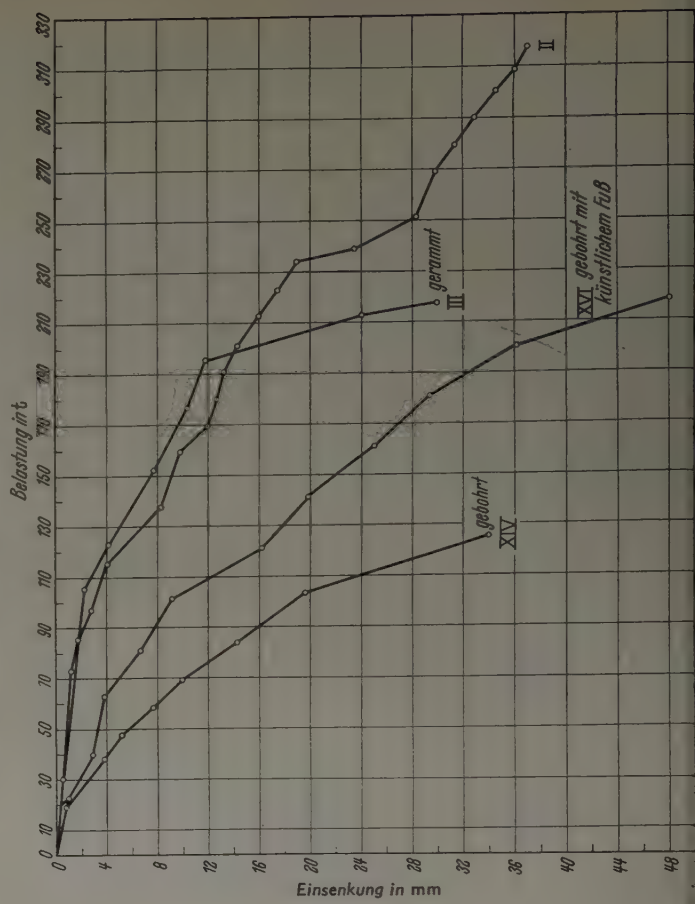


Bild 3. Vergleich zwischen gerammten Ortpfählen und Stahlbeton-Rammpfahl



1.4 Gerammter Stahlbeton-Fertigpfahl XIII
Gerammt wurde ein Pfahl 44/44 von 5,5 m Länge.

1.5 Für sämtliche Pfähle bestand der Baugrund in der oberen Zone aus einer rd. 80 Jahre alten Überschlüttung aus Sand und Kies in einer Dicke von etwa 3,50 m, darunter lag eine bindige Schicht von 1,10 m Dicke, der Sand und Kies folgte, wie es in der Rheinebene üblich ist. Die Pfähle steckten also 1,0 bis 1,90 m in einer Kiessandschicht.

2. Versuchsergebnisse:

2.1 Zur Erforschung der Reibung wurden die Pfähle IV, V und XII gezogen. Das Ergebnis brachte folgende Werte:

		Zug: in t	Bewegung in mm
Pfahl IV	Ø 50 cm	11,4	0
		19,0	0,11
		23,0	0,2
		26,5	0,5
		30,4	1,1
		34,3	2,3
		38,0	3,4
		41,8	5,3
		48,8	5,7
Pfahl V	Ø 50 cm	49,5	6,4
		14,0	0,1
		24,0	0,4
		36,0	2,2
		48,0	3,9
Pfahl XII	Ø 50 cm	15,0	0
		25,8	1,0
		34,0	2,5
		40,0	3,0
		46,0	4,5
		48,0	Beton wird zerstört

Bei den letzten Werten von Pfahl IV und V wurden die Pfähle jeweils um das Maß des Pressenhubes gezogen, so daß die Grenztragfähigkeit, die bei etwa 49 t lag, erreicht war. Bei Pfahl XII entsprach die Bewegung bei gleicher Zugkraft etwa der der anderen Pfähle, so daß auch hier mit etwa der gleichen Endzugkraft gerechnet werden kann. Die mittlere Reibung betrug also rund 5 t/m².

3. Belastungsversuche:

Die verschiedenen Pfahlgruppen sind in den Bildern zusammengeordnet, um eine bessere Vergleichsmöglichkeit zu haben.

Bild 2 stellt die Setzung der gerammten Ortpfähle mit verschiedenen Durchmessern dar. Der Pfahl mit dem geringsten Durchmesser hat naturgemäß die größten Setzungen. Die drei Pfähle mit 30 cm Durchmesser stimmen verhältnismäßig gut miteinander überein. Auch die beiden Pfähle mit 50 cm Ø haben bis etwa 200 t Belastung fast gleiche Setzungen.

		Lastaufnahme	
		durch Reibung P _R (t)	durch Pfahlspitze P _S (t) kg/cm ²
Pfahl X	25	23	55 90
1	30	30	— —
2	30	26	72 80
VII	30	36	72 80
II	50	56	214 97
III	50	51	166 76

Wenn es gestattet ist, die Reibungswerte, die bei den Zugpfählen ermittelt wurden, auf die Druckpfähle zu übertragen (und das ist nicht so abwegig) so erhält man die Lastaufnahmen durch die Reibung P_R. Daraus ergibt sich dann die Lastaufnahme durch die Pfahlspitzen P_S bei 3 cm Setzung, die schließlich auf die Grundfläche bezogen werden kann, wie dies in der Zahlentafel geschehen ist.

Bei Pfahl II war selbst bei hoher Belastung noch kein Bruchpu



Bild 5. Ortbetonpfahl mit verstärktem Fuß

zustellen. Der Belastungsversuch wurde bei 317 t abgebrochen. Bild 3 zeigt den Vergleich zwischen einem geramten Stahlbeton-

pfahl 44/44 cm (Pfahl XIII) und den Pfählen II und III. Die Reibung ist bei XIII infolge der geringeren Länge rd. 10% geringer als bei II und III. Die Grundfläche der Spitze beträgt bei dem Stahlbetonpfahl 0,194 gegenüber 0,22 m², ist also um 12% geringer.

Bei 3 cm Setzung hat der Pfahl XIII eine Belastung von 157 t aufgenommen, liegt also ganz wesentlich unter der Lastaufnahme von Pfahl II und III. Vermindert man die Lastaufnahme der Grundfläche bei Pfahl III geradlinig um 12%, so würde sich hier eine Lastaufnahme durch die Spitze von 146 t ergeben. Sie läge dann unter Außerachtlassung der Reibung rd. 11 t unter der Lastaufnahme des Fertigpfahles mit Reibung. Daß die Reibung bei dem Fertigpfahl wesentlich geringer ist als bei dem Ortpfahl, steht außer jedem Zweifel.

Bild 4 gibt einen Vergleich der gebohrten Ortpfähle mit den geramten Ortpfählen ϕ 50 cm wieder. Bei den Bohrpfählen ist die Reibung naturgemäß geringer, da der seitlich gelagerte Baugrund nicht durch die Reibung verdichtet wird. Außerdem verdichtet sich der Boden unter der Pfahlspitze erst bei der Setzung.

Die Fußverstärkung verursacht gleichzeitig eine Verdichtung des Baugrundes unter der Pfahlspitze und nach den Seiten. Die Verbreiterung betrug rd. 10 cm, so daß sich der Gesamtdurchmesser von 50 auf 70 cm und die Grundfläche auf 0,39 m² erhöhte. Bild 5 zeigt den Ortpfahl mit verstärktem Fuß. Die Probelastung ergab bei 4,8 cm Setzung 218 t, für einen Bohrpfahl also eine sehr beachtliche Lastaufnahme.

Zur Bemessung im Stahlbetonbau

Vorwort der Schriftleitung

In letzten Jahrzehnt sind mehrere Länder dazu übergegangen, an Stelle des bisher allgemein üblichen Bemessungsverfahrens ein sogenanntes Lastverfahren (n -freie Bemessung) amtlich einzuführen oder zuzulassen. Andere Länder haben im Comité Européen du Béton einen Verständigenausschuß gebildet, der die Aufgabe hat, den Übergang zum Traglastverfahren vorzubereiten. Trotzdem ist die Notwendigkeit der Berechtigung eines solchen Schrittes immer noch umstritten. Das ist offenbar ein Zeichen dafür, daß die durch einen Wechsel der Theorie des Stahlbetons aufgeworfenen Fragen noch nicht allgemein überzeugend geklärt sind und weitere Forschungsarbeit geleistet werden muß. Es halten es deshalb für richtig, in dieser Zeitschrift in einer Reihe von Abhandlungen einen Überblick über das Für und Wider dieser Fragen zu bringen und beginnen heute mit den Vorträgen und Diskussionen, die gelegentlich der Hauptversammlung des Deutschen Stahlbeton-Vereins im Jahre 1955 gehalten worden sind.

Das Für und Wider der n -freien Bemessung

I. Weshalb Traglastverfahren?

Von Prof. Dr. techn. Karl Jäger, Wien

DK 624.012.41 Bemessung von Stahlbeton

Vortrag, gehalten am 27. 4. 1955 auf dem Betontag in Hamburg

Die gewöhnlich dem Franzosen Monier zugeschriebene Entdeckung der Verbindung von Zementbeton und Stahl zu einem neuen Verbundwerkstoff gewann für die Bautechnik erst Bedeutung, nachdem durch planmäßigen Versuche von Wayss und Bauschinger das synergistische Zusammenwirken der beiden Ausgangsstoffe erkannt und die Rolle bei der Aufnahme der inneren Kräfte geklärt wurde. Die Beachtung dieser versuchstechnischen Erkenntnisse entwickelte sich zu der ersten brauchbaren Festigkeitsberechnung des Stahlbetons, womit einer neuen Bauart der Weg geebnet war, deren praktische Entfaltung bekannt ist und deren Entwicklung auch heute noch nicht als abgeschlossen angesehen werden kann. Dies war auch die Geburtsstunde der Zahl „ n “ als Verhältniswert der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton, und die damit verbundene Einführung des Hookeschen Gesetzes lag durchaus im Rahmen der damaligen Versuchsverfahren der Festigkeitslehre.

Problemstellung

Überblickt man das Fachschrifttum der vergangenen beiden Jahrzehnte, so gewinnt man allerdings den Eindruck, daß diese klassischen Berechnungsgrundlagen nicht mehr allen derzeitigen Anforderungen genügen können. Es ist nun nicht etwa so, daß man nicht schon viel früher auf gewisse Unzulänglichkeiten der Rechenverfahren aufmerksam wurde, wobei besonders auf den bemerkenswerten und variablen Unterschied zwischen der Würfel- bzw. Prismafestigkeit und der rechnerischen Biegedruckfestigkeit hingewiesen sei. Die relativ geringfügige Materialausnutzung am Beginn

der neuen Bauart, die in den kleinen zulässigen Spannungen zum Ausdruck kam, und die guten Erfahrungen mit richtig durchkonstruierten und nach dem n -Verfahren bemessenen Tragwerken gaben lange Zeit hindurch keinen Anlaß zur Änderung der Berechnungsgrundlagen, da hiermit eine ausreichende Sicherheit verbunden schien. Erst der wachsende Umfang der Bauaufgaben, die Anwendung hochwertiger Stähle, die Steigerung der Betongüte auf der Baustelle und nicht zuletzt die Herstellung von Tragwerken aus Spannbeton ergaben die Notwendigkeit einer zielbewußten und damit auch möglichst wirtschaftlichen Ausnutzung der Baustoffeigenschaften. Die zur Begründung dieser erhöhten Ansprüche durchgeführten Versuche und ihre Ergebnisse zwingen aber nunmehr zu einer kritischen Überprüfung der bisherigen Bemessungsannahmen, die trotz der vielfältigen Materialunterschiede auf einem festen Wert $n = 15$ basieren und schon aus diesem Grunde als zu starr anzusehen sind.

Das Bemühen um eine wirklichkeitsgetreue Erfassung des Spannungszustandes in Stahlbetonbauteilen förderte nun eine Reihe von Verbesserungsvorschlägen zutage, die, soweit es sich nicht um Anregungen zu einer Änderung der Zahl n selbst handelt, allgemein unter dem Sammelbegriff „ n -freie Berechnungsverfahren“ fallen, eine Bezeichnung, die vielleicht unabsichtlich zum Ausdruck bringt, daß eine künftige Bemessung vom Zwang eines starren Rechenformalismus befreit werden soll; ansonsten wäre es aber aus verschiedenen Gründen besser, hierfür den in der Festigkeitslehre bereits eingebürgerten Begriff „Traglastverfahren“ zu verwenden.

Es kam nun im Fachschrifttum und auch bei Tagungen wiederholt

zu Auseinandersetzungen zwischen den Verfechtern des klassischen Verfahrens und den Anhängern eines neuen Berechnungsverfahrens. Es wurden hierbei so viele Für und Wider vorgebracht, daß es dem weniger geschulten Ingenieur wirklich nicht leicht fällt, sich ein abgerundetes Urteil zu bilden. Erschwert wurde diese Meinungsbildung einerseits durch die Vielzahl von Verbesserungsvorschlägen, die scheinbar in wichtigen Punkten Unterschiede aufweisen, und andererseits durch die Tatsache, daß inzwischen weiterhin mit $n = 15$ bemessen und weitergebaut wurde. So entstand vielfach die Ansicht, es handle sich hier nur um einen „Gelehrtenstreit“ mit rein akademischer Bedeutung und dieser Streit ginge überhaupt „um des Kaisers Bart“. Und dennoch kann eine eindeutige Entscheidung gefällt werden, wenn der ganze Fragenkomplex von allen Seiten ins richtige Licht gerückt wird. Ich möchte hier mit Saliger [1] betonen, daß „nicht immer die Nützlichkeit allein, sondern die weiter fortschreitende Erkenntnis maßgebend sei“ und zum Aufgeben liebgeordneter Gewohnheiten veranlassen kann, und schließlich einen der bekannt treffsicheren Aussprüche von v. Emperger [2] zitieren: „Dem Beiwert n werden die sonderbarsten wissenschaftlichen Wirkungen zugeschrieben, obwohl er in dem Organismus dieser Rechnung eine ähnliche Rolle spielt, wie der Blinddarmfortsatz, der auch ohne Schaden entfernt werden kann“.

Was kann diesen Äußerungen aus berufenstem Munde seitens der unentwegten Verteidiger des n -Verfahrens noch entgegengehalten werden? Hierüber werden die weiteren Ausführungen Aufschluß geben. Ich möchte aber gleich an dieser Stelle vorwegnehmen, daß ihre Einsprüche selbst wieder nur unter Zuhilfenahme der von ihnen bekämpften wirklichkeitstreuen Betrachtungsweise verstanden werden können. Während meiner Tätigkeit als Hochschullehrer und auch als Praktiker habe ich wiederholt die Erfahrung gemacht, daß manche Stahlbetonstatiker zu wenig von den Grundlagen und den Verfahren der allgemeinen Festigkeitslehre wissen oder diese als rein theoretisch abtun; denn nur so ist es möglich, daß eine an sich eindeutige Aufgabe, wie z. B. die Untersuchung des Spannungs- und Verzerrungszustandes in einem biegebeanspruchten Balken bei bekanntem, aber vom Hookeschen Gesetz abweichendem Formänderungsvermögen, mißverstanden oder in ihren Ergebnissen, selbst wenn diese durch Versuche gestützt sind, angezweifelt werden kann.

Wenn wir eine sichere Grundlage für die Bemessung bei nichtlinearem Formänderungsgesetz erhalten wollen, so müssen wir das Tragverhalten eines Bauteiles bis zum Bruch rechnerisch erfassen können, und dies zwingt beim Stahlbetonbalken zum Abgehen vom Hookeschen Gesetz bzw. von einem festen Beiwert n . Daß bei jeder Laststufe ein zwar veränderlicher Zusammenhang zwischen den Formänderungen von Beton und Stahl bestehen muß, ist für mich einer der Gründe, die Bezeichnung n -freie Berechnung zu vermeiden.

Wie äußert sich hierzu einer der tiefeschürfendsten Festigkeitsfachmänner, Fritzsche [3]? „Die Festigkeitslehre muß bei allen Untersuchungen vom tatsächlichen Verhalten des Werkstoffes ausgehen, sie muß sich freimachen von Idealisierungen des Formänderungsgesetzes, die geschichtlich wohl begründet sind, die aber nur eine Durchgangsform der wissenschaftlichen Erkenntnis bedeuten können.“

Wie befremdend und mir zumindestens unverständlich stehen diesen klaren und eindeutigen Ausführungen die Äußerungen von Mörsch [4] gegenüber: „Die neuen Begriffe (gemeint ist hier offensichtlich die Einführung der Streckgrenze des Stahls und der Druckfestigkeit des Betons samt zugehörigen Formänderungen als neue Baustoffkennwerte) wirken abstrakt“ und weiterhin: „Es ist nicht der Zweck einer statischen Berechnung, möglichst wissenschaftlich zu sein und neuartige Methoden zu verwenden, die von Theoretikern angepriesen werden.“

Schon mit Rücksicht auf diese ungewöhnlich scharfe Stellungnahme, die besonders in Deutschland eine nachhaltige Wirkung ausgelöst und, wie Gebauer [5] richtig bemerkt, „eine sehr zeitgemäße Entwicklung der praktischen Anwendung neuer Forschungsergebnisse aufgehalten hat“, ist es notwendig, die grundlegenden Begriffe der neuen Auffassung übersichtlich zu erläutern und die Schlußfolgerungen darzulegen, wie ich sie schon am österreichischen Beton-tag 1951 in Wien formuliert habe [6]. Hieraus ergibt sich meine eigene Stellungnahme zum heutigen Thema und, wie ich hoffe, auch eine sichere Plattform für die Meinungsbildung aller nicht voreingenommenen Fachkollegen.

2. Sicherheit und zulässige Spannung

Es ist allgemein bekannt, daß durch die Einführung von „zulässigen Spannungen“ das eigentliche Ziel jeder Festigkeitsberechnung, nämlich die Bestimmung der Festigkeit eines Bauteiles für eine bestimmte Beanspruchung, sehr zu Unrecht in den Hintergrund gedrängt wurde. Dieses Bestreben geht so weit, mit zulässigen Spannungen auch zu arbeiten, wo dies mit Rücksicht auf die besondere Belastung direkt gar nicht mehr angängig ist, wie die Einführung der für Anwendung bequemen Knickzahl ω bei der Bemessung von Druckstäben zeigt. Es ist daher zunächst die Erörterung beider Begriffe von wesentlicher Bedeutung für das Verhältnis der weiteren Zusammenhänge.

Der Sicherheitsgrad legt die praktische Ausnutzung unserer Werkstoffe fest; er ist eindeutig durch das Verhältnis aus Traglast zu Bruchlast bestimmt, wobei unter der Traglast im allgemeinen Sinne jene obere Grenze der Belastung zu verstehen ist, die ein unerwünschten oder einen gefährlichen Zustand des Bauteiles herbeiführt. Die sichere Kenntnis dieser Grenzlast, die also entweder durch Formänderungen oder den Bruch oder den Wechsel der Gleichgewichtslage einleitet, gewährleistet allein eine verlässliche und wissenschaftliche Bemessungsgrundlage. Die Größe des Sicherheitsgrades wird nicht nur von der verlässlichen Ermittlung der Werkstoffeigenschaften und deren Schwankungen, sondern vor allem auch von dem erwünschten bzw. geforderten Zustand des Bauteiles im Gebrauchszustand beeinflußt. Es hängt weiterhin von der Form und der Beanspruchungsart des Bauteiles ab, welcher von den genannten Grenzlastzuständen als maßgebend anzusehen ist.

Will man aber die Bemessung unter Zugrundelegung von zulässigen Spannungen durchführen, so ist dieser Vorgang nur dann gerechtfertigt, wenn

1. das Hookesche Gesetz bis zur Traglast gilt,
2. die Schnittgrößen, z. B. das Biegemoment, verhältnismäßig mit den äußeren Kräften zunehmen,
3. Änderungen des Gleichgewichtszustandes ausgeschlossen

Nur dann ist die unter der Gebrauchslast nachgewiesene größte Spannung ein Maß und ein Ersatz für die Sicherheit. So darf z. B. ein schlanker, ausmittig gedrückter Stab, auch aus einem ideal elastischen Werkstoff, nicht mittels einer zulässigen Spannung unter der Gebrauchslast bemessen werden, weil das auf den verformten Zustand bezogene Biegemoment rascher anwächst als die äußeren Lasten. Bei derselben Beanspruchungsart und nichtlinearem Formänderungsgesetz liegt sogar ein Instabilitätsproblem vor, ähnlich wie beim mißgedrückten Stab das Versagen ohne Rücksicht auf die Formänderungslinie durch einen Wechsel des Gleichgewichtszustandes herbeigeführt wird. Besteht man in den genannten Fällen dennoch auf Festlegung einer zulässigen Spannung, so ist hierfür eine ganze Reihe von Zahlenwerten nötig, die nicht nur von den Baustoffeigenschaften, sondern auch von der Querschnittsform und der Stablänge abhängig sind; man gelangt so zu den Knickzahlen für gedrückte Stäbe.

Bei biegebeanspruchten Stahlbetonbalken tritt ein gefährlicher Grenzzustand zufolge statischer Belastung außerhalb des Hookeschen Bereiches auf. Seine rechnerische Ermittlung kann daher nur auf der Zugrundelegung der wirklichen Arbeitslinien von Beton und Stahl geschehen, und die mit einem starren Beiwert n ausgewiesenen Beanspruchungen im Gebrauchszustand stellen dann kein Maß für die Sicherheit dar.

3. Kritischer Zustand und Bruchzustand

Die Stauchungslinie verschiedenwertiger Betone weist im allgemeinen eine gekrümmte Form auf, die durch eine Halbparabel recht gut wiedergegeben wird, wobei die der Druckfestigkeit σ_B zugeordnete Stauchung nach den letzten Messungen von Rüsch [7] ziemlich unabhängig von der Betongüte etwa $\epsilon_{Bp} = 2\text{‰}$ beträgt. Damit aber, wie zahlreiche Versuche an Balken und Säulen zeigen, die größte Stauchungsfähigkeit noch nicht erreicht, sie wächst bei bleibender Spannung noch weiter an; als untere Grenze für die Bruchstauchung könnte etwa der Wert $\epsilon_B = 3,5\text{‰}$ angenommen werden.

Die für die Bewehrung verwendeten Stähle haben entweder ausgeprägte Streckgrenze σ_{eS} mit einer zugehörigen Dehnung oder ihre Arbeitslinie verläuft stetig gekrümmt ohne Fließbereich. Man nimmt hier gewöhnlich eine Vergleichs-Fließgrenze mit einer Dehnung von 4 bis 5‰ an.

trachtet man weiterhin das Verhalten eines auf Biegung beanspruchten Balkens bei zunehmender Belastung, so ist der Spannungs-Verzerrungszustand in einem Querschnitt durch die Gleichheitsbedingungen, die Formänderungsbedingungen und aus der einer Biegung streng erfüllten Annahme ebenbleibender Querte eindeutig bestimmt. Die Spannungsverteilung in der Druckzone als affine Abbildung der Stauchungslinie des Druckversuches ist bei jener elementare Voraussetzung, welche eine Festigkeitsberechnung überhaupt erst ermöglicht, auch eine solche mittels des Hooke'schen Gesetzes und des Beiwertes n . Diese Feststellung ist zwar richtig, aber mit Rücksicht auf gewisse gegenteilige Meinungen im Schrifttum notwendig, die m. E. nur beweisen, daß manchmal auch die einfachste Argumentation recht und billig erscheint, wenn sie nur Klarheit, Verwirrung und Unsicherheit zu schaffen.

In diesem Zusammenhang äußerte sich einmal Crämer [8] in der Zeitschrift wie folgt: „Der Verfasser hält es ferner für unbedenklich, daß unter Biegung die gleiche Zuordnung zwischen Spannung und Dehnung besteht wie im einachsigen Druckversuch. Mir scheint nämlich, daß dies so lange eine Selbstverständlichkeit ist, als es nicht schlüssig widerlegt wird; man müßte nämlich andererseits eine Wirkung von einem Element des Baukörpers zum anderen vorsetzen. Woher soll denn ein Element z. B. am oberen Druckrand wissen, daß der Querschnitt als Ganzes sich unter Biegung befindet? Es verhält sich infolgedessen anders zu verhalten hat, als wenn „seine“ Dehnung die Folge mittigen Druckes wäre?“

Wir beim Balkenversuch nur Längenänderungen messen können, müssen wir zur Feststellung der zugehörigen Spannung auf das Formänderungsgesetz zurückgreifen; alle anderen Vermutungen sind Spekulationen, die unbeweisbar sind. Daß die Annahme einer parabolisch gekrümmten Stauchungslinie des Betons und ihre Übertragung auf die Balkendruckzone berechtigt ist, wird übrigens durch die bereits im Jahre 1917 von Bach und Graf [9] durchgeführten Versuche eindrucksvoll bestätigt, bei welchen m. W. erstmalig die Formänderungen und Durchbiegungen bis zum Bruch gemessen wurden. Ich konnte durch deren Auswertung zeigen [10], daß der Zusammenhang zwischen Biegemoment und örtlicher Stauchung überraschend genau ebenfalls durch ein Parabelgesetz beschrieben werden kann, wobei der Bewehrungsgehalt eine dominierende Rolle bei der Beurteilung der Steifigkeit bildet.

Aus dieser Zusammenstellung lassen sich in der Druckzone des Balkens zwei charakteristische Zustände ableiten: der kritische Formänderungszustand, welcher die plastische Verformung bzw. die Gefauefloerkerung am Biegedruckrand einleitet, und der Bruchzustand.

Im Bereich der Stahleinlagen ist, falls eine bestimmte Mindestbewehrung vorhanden ist, nur ein kritischer Formänderungszustand von Bedeutung, der bei Stählen mit ausgeprägter Streckgrenze durch den Beginn des Fließens, bei Formstählen mit Rücksicht auf den Rißbildung durch eine größte Dehnung von 4 bis 5% gekennzeichnet ist. Aus diesem läßt sich in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ableiten, daß der Bruch immer durch Zerstörung der Betondruckzone eintritt, eine Einsicht, die aus dem n -Verfahren nicht abgeleitet werden kann. Im besonderen sind noch die dem Bruch vorangehenden Zustände näher zu untersuchen.

Bei zunehmender Belastung zuerst der kritische Formänderungszustand in den Stahleinlagen erreicht, so spricht man von normalbewehrten Balken mit voller Ausnutzung der Stahleinlagen. Bei Stählen mit ausgeprägtem Fließbereich führt eine genügende Steigerung der zugehörigen Last im Ausmaße von etwa 5% zu einer durch das Fließen ohne Zunahme der Zugkraft gekennzeichneten Einschnürung der Druckzone und damit zum Bruch. Bei Formstählen ohne Streckbereich ist wohl ein analoger Vorgang zu beobachten, die Bruchlast liegt aber bis zu 25% über der kritischen Last, da mit zunehmender Dehnung auch noch eine Erhöhung der Spannung verbunden ist.

Bei Formstählen hingegen der kritische Formänderungszustand zuerst am Biegedruckrand auf, so spricht man von einem starkbewehrten Balken ohne Ausnutzung der Stahleinlagen, dessen Bruchlast nur von der Stauchfähigkeit des Betons bis zum Bruch abhängt.

Der Zusammenhang zwischen beiden Bereichen entspricht der gleichzeitigen Ausnutzung beider Baustoffe, und die zugeordnete Bewehrungsmenge kann als Grenzbewehrung oder auch als Regelbewehrung bezeichnet werden. In einem so bewehrten Balken tritt der kritische Form-

änderungszustand sowohl am Biegedruckrand als auch in den Stahleinlagen gleichzeitig auf.

Zur Beurteilung des Gebrauchszustandes sei folgendes bemerkt: Unter der Annahme der Grenzbewehrung und einem Sicherheitsgrad $\nu = 1,7$ beträgt das Gebrauchsmoment etwa 59% des kritischen Momentes und die rechnerische Betonrandspannung erreicht höchstens rd. 70% der Druckfestigkeit, während die Stahlspannung etwa 56% der Streckgrenze erreicht. Die Betonrandspannung wächst daher langsamer an als das Biegemoment, während die Stahlspannung rascher als jenes zunimmt [11]. Da nun die so abgeleitete Grenzbewehrung über der durch die derzeit zulässigen Beton- und Stahlspannungen festgelegten Höchstbewehrung des n -Verfahrens liegt und die Sicherheit normalbewehrter Balken fast ausschließlich von der Wahl der zulässigen Stahlspannung allein abhängt, so erkennt man, daß das n -Verfahren so lange brauchbare Ergebnisse liefert, als der Sicherheitsgrad ungefähr dem Verhältnis der Streckgrenze zur zulässigen Spannung entspricht. Beim starkbewehrten Balken läßt das n -Verfahren natürlicherweise keine Aussage über die Bruchlast zu, da hier das Formänderungsvermögen des Betons von entscheidendem Einfluß ist.

4. Bemessungsgrundlagen

Reichen nun die besprochenen Grundlagen zur Entwicklung eines der Versuchsforschung und der erweiterten theoretischen Einsicht entsprechenden Bemessungsverfahrens aus? Kann das n -Verfahren aufgegeben werden, ohne daß Übergangsschwierigkeiten durch komplizierte Rechnungen entstehen? Diese Fragen können zweckmäßig an Hand der Vorgeschichte der Zulassung des Traglastverfahrens in den österreichischen Stahlbetonnormen beantwortet werden.

Im Jahre 1947 entschloß sich der Österreichische Betonverein gemeinsam mit dem Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein zur Bildung eines sogenannten n -Ausschusses, der die vorbereitenden Arbeiten für eine neue Bemessung durchführen sollte. In diesem von Herrn Obersenatsrat Professor Dr. R. Tillmann mit großer Sachkenntnis geleiteten Fachausschuß, in dem Praxis, Materialprüfung und Theorie zu Worte kamen, herrschte freilich zunächst keine einheitliche Auffassung, und es vergingen mit Rücksicht auf den Umfang der zu bewältigenden Aufgabe fast vier Jahre, bis dem österreichischen Fachnormenausschuß für Beton-, Stahlbeton- und Massivbau bestimmte Empfehlungen übermittelt wurden, die der Meinungsbildung der überwiegenden Mehrheit dieser Arbeitsgemeinschaft entsprachen. Bei den weiteren Beratungen dieses Fachnormenausschusses, die zu leiten ich die Ehre hatte, kamen nochmals die verschiedenen Einzelfragen zur Besprechung, die ich, soweit sie grundsätzliche Entscheidungen betreffen, hier kurz erörtern möchte.

Zunächst war die Festlegung der Baustoffkennziffern notwendig. Für die Biegedruckfestigkeit des Betons bei statischer Belastung ergeben sich als obere Grenze die Würfel Festigkeit, als untere Grenze die Prismenfestigkeit, was mit den neueren Versuchen gut im Einklang steht. Man einigte sich auf meinen Vorschlag: Prismenfestigkeit $\sigma_{bp} = 0,75$ Würfel Festigkeit W_b . Der Wirkung bewegter Lasten auf die Festigkeit ist gegebenenfalls durch Ermüdungsbeiwerte Rechnung zu tragen. Als Höchstwert der Betonstauchung am Beginn der plastischen Verformung wurde $\epsilon_{bp} = 2\text{‰}$ vorgeschrieben und ein parabolisches Formänderungsgesetz mit den Scheitelwerten ϵ_{bp} und ϵ_{bp} gewählt. Die Arbeitslinien der Bewehrungsstäbe wurden normiert und bestimmte Höchstwerte für die kritische Spannung σ_{ek} und zugehörige Dehnung ϵ_{ek} festgelegt.

Weiterhin war die Kardinalfrage zu entscheiden, ob auf Bruch oder auf einen kritischen Formänderungszustand zu bemessen sei. Für die Annahme des kritischen Formänderungszustandes waren die nachstehenden Erwägungen maßgebend: Die Ansichten über die größtmögliche Stauchfähigkeit des Betons gehen weit auseinander, so daß eine aus dem Bruchzustand abgeleitete Grenzbewehrung mit großer Unsicherheit behaftet wäre. Eine derartige Grenzbewehrung ist nicht nur sehr hoch und führt zu unwirtschaftlichen Querschnitten, sondern sie bewirkt auch bei dem derzeitigen Sicherheitsgrad, der durch die zulässige Stahlspannung gegeben ist, schon im Gebrauchszustand relativ hohe Betonpressungen und eine bleibende Verformung am Biegedruckrand.

Die Festlegung des Sicherheitsgrades mit $\nu = 1,7$ bei Biegung war mit Rücksicht auf die große Erfahrung an ausgeführten Bauwerken und unter Bezugnahme auf meine früheren Ausführungen hinsichtlich der Bedeutung der zulässigen Stahlspannung relativ leicht. Die

Beanspruchung der bei Überschreitung der Grenzbewehrung erforderlichen Druckeinlagen im kritischen Zustand läßt sich aus dem Formänderungsgesetz und dem Ebenbleiben der Querschnitte sofort angeben. Der Wirkung bewegter Lasten ist durch Stoßzuschläge und Ermüdungsbeiwerte Rechnung zu tragen.

Damit sind die Grundlagen des in § 14 der Önorm B 4200, 4. Teil, zugelassenen Traglastverfahrens beschrieben. Sie brauchen jedoch in ihrer Anwendung nicht nur auf schlaffbewehrte Bauteile beschränkt zu bleiben, sondern sie können sinngemäß auch beim Nachweis der Sicherheit vorgespannter Bauteile herangezogen werden und unterscheiden sich dann im Ergebnis nur unwesentlich von den in DIN 4227 festgelegten Richtlinien für den Bruchsicherheitsnachweis. Weiterhin sei noch hervorgehoben, daß in der genannten Önorm auch eine vereinfachte Berechnung des Hebelarmes der inneren Kräfte unter der Annahme einer rechteckigen Betondruckzone zulässig ist, wenn die Grenzbewehrung nicht überschritten und der Sicherheitsgrad um etwa 3% auf 1,75 erhöht wird. Mit dieser sehr wünschenswerten Vereinfachung, die auf meinen Vorschlag aufgenommen wurde, erhält man eine leicht einzuprägende Bemessungsformel. Die für Rechteckquerschnitte benötigten Koeffizienten lassen sich für alle Betongüten und Stahlsorten übersichtlich in einer einzigen Zahlentafel zusammenstellen, die in ihrem Aufbau keine Abweichung von der Form der üblichen Bemessungsbeihilfe des n -Verfahrens aufweist. Für Plattenbalkenquerschnitte ist eine weitere Zusatztafel für die Stahlkoeffizienten vorgesehen [12].

Allerdings ist in Österreich derzeit auch noch die Verwendung des n -Verfahrens mit $n = 15$ gestattet. Sie fragen berechtigterweise nach dem Grund für die Zulassung von zwei Bemessungsverfahren für dieselbe Beanspruchungsart. Ich teile die hierfür maßgebende Meinung mancher Ausschußmitglieder nicht, daß erst ein allmählicher Übergang zu der neuen Berechnung geschaffen werden müsse; denn der formelmäßige Aufbau beider Verfahren ist derselbe. Es ist klar, daß beide Verfahren, selbst wenn man Sicherheitsgrad und zulässige Stahlspannung noch so sehr aufeinander abstimmt, innerhalb des gemeinsamen Bewehrungsbereiches nicht genau dasselbe Ergebnis liefern können. Zwar sind die hier auftretenden Höchstabweichungen bis zu 3% an sich unbedeutend; sie können und werden aber manchmal zum Anlaß einer sachlich gewiß unberechtigten Kritik genommen. Es liegt hier also ein Schönheitsfehler vor, der beseitigt werden sollte.

Über die Bemessung bei mittigem Druck ist an dieser Stelle nichts Besonderes zu sagen, da diese schon seit geraumer Zeit mittels der Baustoffkennwerte des Traglastverfahrens vorgenommen wird. Ein Unterschied gegenüber der DIN 1045 besteht nur insofern, als nicht die Stauchgrenze des Stahls, sondern sinngemäß die der zugelassenen Höchststauchung des Betons zugeordnete Stahlspannung eingeführt wird.

Die Bemessung bei ausmittigem Druck, der als Grenzfälle die reine Biegung und den mittigen Druck einschließt, bedarf jedoch schon aus diesem Grunde einer Korrektur, die mit Aussicht auf Erfolg nur im Sinne des Traglastverfahrens durchgeführt werden kann, da hier für schlanke Bauglieder ein Instabilitätsproblem vorliegt. Ich habe auf Grund der vorliegenden zahlreichen Unterlagen ein für die praktische Anwendung geeignetes Verfahren entwickelt [13]; die Bemessung kann mit Hilfe sogenannter Ausweichzahlen, die den Knickzahlen für mittigen Druck entsprechen, einfach und sicher durchgeführt werden.

5. Erkenntnis, Notwendigkeit und Nützlichkeit

Abschließend sei gestattet, die Ausführungen hinsichtlich der gewonnenen Erkenntnisse, der gebotenen Folgerungen und des abzuleitenden Nutzens zusammenzufassen:

Das Traglastverfahren gewährt nicht nur einen vertieften Einblick in das Kräftespiel, sondern es vermag auch alle Versuchsbeobachtungen zu klären und die verschiedenen kritischen Zustände verläßlich vorzuberechnen. Da weiterhin die Rechnung selbst weitgehend vereinfacht werden kann, besteht kein zwingender Grund, am Verfahren festzuhalten. Natürlich kann man durch Abänderung der Zahl n und der zulässigen Betonspannung eine bessere Anpassung an die Versuchsergebnisse herbeiführen. Ich halte jedoch einen solchen Vorgang für abwegig, weil die Festlegung des Sicherheitsgrades gegenüber einem kritischen Zustand einfacher und auch überzeugender ist als die Festsetzung einer ganzen Reihe von zulässigen Spannungen.

Die in den letzten Jahren oft vorgebrachten Einwände, daß die Berechnung eines statisch unbestimmten Systems — hierunter fallen auch Platten, Scheiben und Schalen — nach Zustand I (Elastizitätstheorie) und die darauf folgende Bemessung nach Zustand II (gerissene Zugzone) nicht miteinander im Einklang stehen, trifft für beide Verfahren gleichermaßen zu; es ist daher nicht recht verständlich, daß dieses Argument erst im Zusammenhang mit einer von mir beiwert n freien Bemessung vorgebracht wird. Ich habe dieses Problem bereits in mehreren Veröffentlichungen behandelt, eine Fehleinschätzung vorgenommen und Vorschläge zu einer möglichen Verbesserung gemacht [11; 14]. Eine ausführliche Darlegung würde den Rahmen der heutigen Diskussion weit überschreiten.

Die Vorteile des neuen Bemessungsverfahrens beruhen vor allem auf der besseren Ausnutzung der Betondruckzone, die zu einer Erhöhung der Grenzbewehrung nur zugbewehrter Balken führt, weiterhin aber auch in der Verminderung der Druckbewehrung bei selbstdruckten Bauhöhen. Das neue Verfahren ermöglicht daher die Entwurf schlanker Konstruktionen mit einem kleineren Stahlverbrauch als bisher, was insbesondere bei weitgespannten Tragwerken im Hinblick auf die Verminderung der toten Last und bei schwach belasteten Bauteilen mit geringer Konstruktionshöhe von Bedeutung ist. Der Nachweis der Tragfähigkeit ist aber auch bei vorgespannten Tragwerken die einzig verläßliche Grundlage zur Beurteilung ihrer Sicherheit.

Schrifttum

- [1] Saliger, Die neue Theorie des Stahlbetons, 3. Auflage. Wien 1950, F. Deuticke.
- [2] v. Emperger, Der Beiwert „ n “. B. u. E. 1936, S. 324.
- [3] Fritsche, Beitrag zur Berechnung der Tragfähigkeit eines Eisenbetonbalkens. B. u. E. 1938, S. 103.
- [4] Mörsch, Über die Zukunftsaufgaben der Stahlbetonforschung. Bautechnik 1949, S. 241.
- [5] Gebauer, Zurschrift zum Aufsatz Mörsch, Bautechnik 1949, S. 9.
- [6] Jäger, Die Bedeutung des Traglastverfahrens für die Weiterentwicklung im Stahlbetonbau. Österreichische Bauzeitschrift 1952, S. 9.
- [7] Rüsch, Bruchlast und Bruchsicherheitsnachweis bei Biegebeanspruchung unter besonderer Berücksichtigung der Vorspannung. B. u. St. 1950, S. 215.
- [8] Krämer, Zurschrift. B. u. St. 1951, S. 239.
- [9] Bach und Graf, Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Beziehung zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 38. Berlin 1917, Wilh. Ernst & Sohn.
- [10] Jäger, Zur Berechnung statisch unbestimmter Stahlbeton-Stabwerke. Österreichische Bauzeitschrift 1953, S. 1.
- [11] Jäger, Festigkeitsnachweis im Stahlbetonbau. Wien 1949, Manz.
- [12] Jäger, Die Bemessung der Stahlbetonbauteile nach Önorm B 4200, 4. Teil. Wien 1953, Manz.
- [13] Jäger, Die Bemessung schlanker Stahlbetonstützen auf ausmittigen Druck. B. u. St. 1955, S. 75.
- [14] Jäger, Ein werkstoffgerechtes Verfahren zur Bemessung von Durchlaufbalken im Stahlbeton. Österreichisches Ingenieur Archiv, Bd. VI, 1952, Heft 3.

Verstärkung einer Hofkellerdecke in Verbundbauart

Von Bauingenieur Kurt Friedrich, Frankfurt/Main

DK 69.025:624.016 Decke in Verbundbauart

In früheren Jahren sind zahlreiche Decken ausgeführt worden, bei denen Stahlbetonplatten auf Stahlträgern ruhen. Der Trägerrost liegt entweder frei oder ist im Beton eingebettet; bei hohen Stahlträgern ist die Platte vielfach auf den Unterflanschen der Träger aufgestellt. Decken, bei denen also der Stahlträger ganz oder wesentlich unter der Stahlbetonplatte liegt, bieten die Möglichkeit einer Verstärkung für erhöhte Nutzlasten auf verhältnismäßig einfache Weise durch nachträglichen Verbund der Stahlbetonplatte mit dem Stahlträger.

Eine im Jahre 1922 erstellte Decke, bestehend aus einem Stahlträgerrost mit dazwischenliegender, aufgestellter Stahlbetonplatte (Bild 1), war für Belastung mit Feuerwehrfahrzeugen berechnet worden, wobei für diese eine gleichmäßig verteilte Ersatzlast von 800 kg/m² zugrundegelegt worden war. Die Decke sollte, ohne die lichte Höhe des Kellers wesentlich einzuschränken, so verstärkt werden, daß sie von Lastkraftwagen mit 20 t Gesamtgewicht und deren Anhängern befahren werden kann.

in Entwurf in Stahl konnte die letzte Forderung nicht erfüllen, daß der Vorschlag, die Verstärkung in Verbundbauart vorzunehmen, zur Ausführung vorgesehen wurde. Bei diesem Vorschlage wurde der vorhandene Trägerrost nicht verstärkt zu werden. Es lediglich eine geringe Erhöhung der Hoflage in Kauf zu nehmen. Es kam noch, daß diese Lösung billiger als eine Verstärkung mit Aluträgern war.



Bild 1. Keller mit alter Decke

Für die wesentlich höhere Verkehrslast mußte zunächst die Stahlbetondecke verstärkt werden. Nach Freilegen der alten Platte nach Aufnehmen des Belags und der Abdichtung sowie Abbruch Gefällebetons und nach sorgfältigem Aufräumen wurde hierzu eine neue Lage Beton aufgebracht. Seine Dicke ist so bemessen, daß die neue gesamte Nutzhöhe mit der durch Freilegen nachgefahren, vorhandenen Feldbewehrung ausreicht, um die Beanspruchung aus dem 20-t-LKW (Vorderachse 6 t, zwei Hinterachsen je 7 t) einschließlich des Schwingbeiwerts nach DIN 1073 zu nehmen. Durch den Aufbeton wurde es möglich, auch über den vorhandenen eine Bewehrung anzuordnen. Dabei ergaben sich für die über als Einfeldplatte berechnete Decke infolge der jetzt vorhandenen Durchlaufwirkung wesentlich günstigere statische Verhältnisse. Als Bewehrung über den Stützen wurden Baustahlgewebematten im Verbundbeton verlegt.

Die Aufgabe, einen Verbund zwischen Stahlbetondecke und Stahlträgern herzustellen wurde gelöst durch Aufnahme der Schubkraft der Druckplatte mittels geschlossener Rundstahlbügel. Da für das Eigengewicht keine Verbundwirkung besteht, waren die Bügel nur zur Aufnahme der von der Nutzlast allein hervorgerufenen Schubkräfte zu bemessen. Entsprechend der Richtung der schiefen Hauptspannungen wie in einem Stahlbetonträger wurden die Bügel schräg verlegt (s. Bild 2 u. 3). Im mittleren Teil der Träger überzeugten sie sich, daß die beweglichen Einzellasten hier wechselnde

Richtungen der schiefen Hauptzugspannungen ergeben. Die Bügel sind mit den unteren Trägerflanschen elektrisch verschweißt und in einen hochwertigen Spritzbeton eingebettet, der auf die sorgfältig aufgerauten vorhandenen Betonflächen der Trägerummantelung aufgebracht wurde. Oben sind die Bügel mit weit übergreifenden Schenkeln und den üblichen Endhaken im Verankerungsbeton verankert. Durch die vorhandene Decke sind sie entlang der alten Trägerummantelung in Schrägbohrungen von 30 mm $\varnothing$ hindurchgeführt. Bild 4 zeigt die freigelegte alte Deckenplatte und die durchgesteckten Ankerenden der Bügel. Die hier noch sichtbaren Öffnungen



Bild 3. Verbügelung der Druckplatte mit den Stahlträgern



Bild 4. Freigelegte alte Deckenplatte

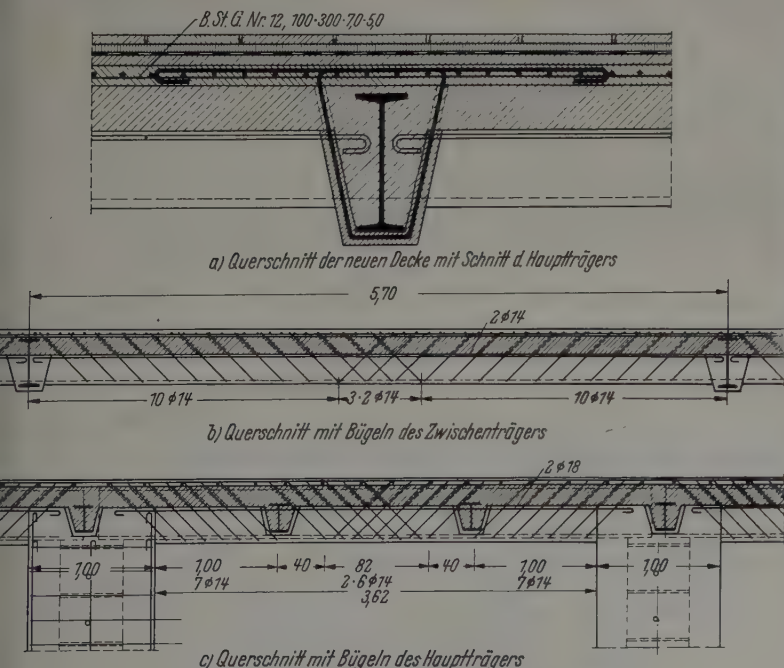


Bild 2a. Querschnitt der neuen Decke mit Schnitt des Hauptträgers

Bild 2b. Querschnitt mit Bügeln des Zwischenträgers

Bild 2c. Querschnitt mit Bügeln des Hauptträgers



Bild 5. Obere Plattenbewehrung und Verankerung der Bügel im Aufbeton

gen in der Decke stammen von alten, überdeckt gewesenen Oberlichtern, die z. T. erst während der Bauausführung festgestellt und geschlossen werden mußten. Hierzu wurde die Bewehrung der Decke bis zu den Zwischenlängsträgern freigelegt und eine neue Bewehrung über Feldweite eingebaut. In Bild 5 sind die obere Bewehrung der Deckenplatte und die abgebogenen Enden der Bügel zu sehen.

Um die Beanspruchung der Hauptunterzüge in der zulässigen Grenze zu halten, mußten in einem Teil der

Felder geringfügige Verkürzungen der Stützweiten vorgenommen werden. Hierzu und gleichzeitig zur Verstärkung der alten Mauerwerkspfeiler für die neuen Lasten wurden die Pfeiler durch Stahl-

als ein rd. 6 t schwerer Maschinenteil beim Abladen von einem Lastwagen aus etwa 1,10 m Höhe auf die Decke stürzte. Den Aufprall hat die Decke ohne das geringste Zeichen eines Schadens überstanden.



Bild 6. Verstärkung der Mauerwerkspfeiler

beton-Ummantelung verbreitert, wobei der Beton z. T. ebenfalls aufgespritzt wurde (Bild 6). Gegenüber dem in Bild 1 gezeigten alten Zustand des Hofkellers, bei dem eindringendes Tageswasser bereits zu Tropfsteinbildung geführt hatte, zeigt Bild 7 die Innenansicht nach Abschluß der Arbeit.

Inzwischen ist das Bauwerk schon seit geraumer Zeit der vollen rechnungsmäßigen Beanspruchung ausgesetzt und hat sich als einwandfrei erwiesen. Es wurde darüber hinaus durch Versagen eines Entladekrans ungewollt einer weiteren Belastungsprobe unterzogen,



Bild 7. Innenansicht des Kellers nach Abschluß der Arbeit

Diese Ausführung der August Wolfsholz Preßbeton- und Ingenieurbau K.G., Berlin, zeigt an einer Bauaufgabe, wie durch die Anwendung neuzeitlicher Bauarten in Verbindung mit ebensolchen Arbeitsverfahren baulich überalterte Konstruktionen neuen und höheren Anforderungen in einfacher Weise angepaßt werden können.

Besonders gedankt sei an dieser Stelle der Bauleitung der AE als Bauherrin und Herrn Dr.-Ing. Hannemann als Prüffingenieur für das verständnisvolle Eingehen auf die neuartige Lösung dieser Bauaufgabe.

Die neue Ebenseer Traunbrücke, ein Abschlußbericht

Von Regierungsbaurat Dipl.-Ing. Josef Aichhorn, Linz

DK 624.21.012.46 Spannbetonbrücke

Der Bau der Ebenseer Traunbrücke (Bild 1) wurde noch während der Ausführung beschrieben [1, 2]. Nachdem die Brücke nunmehr vollständig fertiggestellt worden ist, sollen noch einige bemerkenswerte Einzelheiten von den Abschlußarbeiten berichtet werden.

Um etwaige Setzungen feststellen zu können, wurden nach Betonnieren der Unterwasserbetonwanne und des rechten Kragarmes an diesem Höhenfestpunkte angebracht und deren lotrechte Veränderungen bei den verschiedenen Bauzuständen gemessen. Hierbei

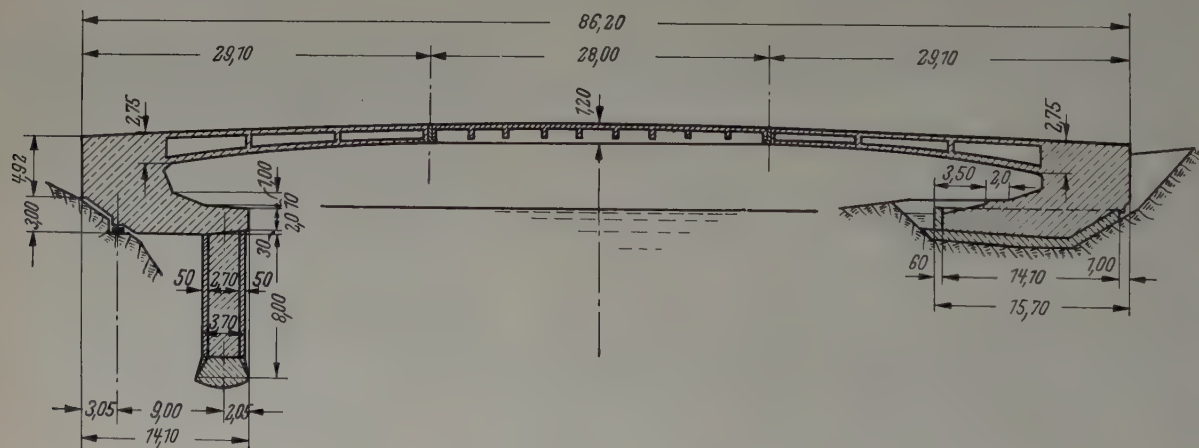


Bild 1. Längsschnitt der Brücke

Wie in [2; S. 56 (Nachsatz)] ausgeführt wurde, mußte damit gerechnet werden, daß beim Aushub des Bodens für die Unterwasserbetonwanne des rechten Widerlagers ein Teil der Feinstteile aus der Baggerschaufel wieder in die Baugrube zurückfloß und am Boden der Wanne sich Schlamm- bzw. Feinstsandschichten bildeten, die, sofern sie nicht restlos entfernt wurden, bei Lastaufbringung in die Hohlräume des Grobschottergerüsts verpreßt wurden. Hieraus konnten Setzungen entstehen. Eine genaue Kontrolle der Gründungssohle in fließendem Wasser bereitet aber große Schwierigkeiten.

wurden ungleiche Setzungen der Wanne, die zwischen $+0,6$ und $-4,4$ mm liegen, festgestellt; sie ließen auf einzelne Hohlräume bzw. Schlammkissen schließen. Um deren Größe und Umfang erfassen zu können, wurde die Wanne am äußeren Rand und an einzelnen Stellen in der Mitte angebohrt. Hierbei wurde festgestellt, daß der Bohrer an einigen Stellen nach Durchbohren der Wanne absank. An diesen Stellen wurde zumeist Schlamm hochgefördert.

Das Entstehen von Hohlräumen unter der Wanne wurde durch Grundwasserströmungen infolge großer Wasserspiegelschwankungen

bei schnell abfallendem Hochwasser erklärt. Das Vorhandensein Schlammkissen dürfte auf unvollständige Entfernung des Schlammes vor dem Betonieren zurückzuführen sein, was bei dem großen Terminalschwierigkeiten besonders beschleunigten Aushub der Aufmerksamkeit entgangen ist. Um künftigen, unliebsamen Setzungen zu begegnen, wurden folgende Maßnahmen durchgeführt:

Alle Bohrlöcher wurden mit Wasser gespült und in diese Sand, gesiebt auf 2 bis 3 mm, eingebracht. Sodann wurden sie mit Zementmörtel, bestehend aus Portlandzement 425 mit Traß in Mischungsverhältnissen bis 1 : 1 und den entsprechenden Anteilen Kalk-Superplaster als Bindemittel, ausgepreßt. Dieser wurde beigegeben je nach Verhältnissen 1 bis 2 % Intraplast Z, Stocret in verschiedener Dosierung und schließlich reiner Sand, Korngröße < 1 mm in Verhältnissen 1 Teil hydraulisches Bindemittel zu 1 bis 5 Teilen Sand. Der Druck betrug bis zu 12 at. Vorher wurde am wasserseitigen Ende der Fundamentplatte eine 3 m tiefe Schürze in der Weise hergestellt, daß in der ganzen Auflagerbreite in Abständen von 1,50 m Injektionsrohre eingebracht und schichtenweise Mörtel eingepreßt wurde.

Diese Schürze soll einerseits die Grundwasserströmung weitgehend unterbinden und war andererseits dazu bestimmt, die lateralen Mörtel-Einpressungen unter der Betonwanne seitlich festhalten. Die Ausbreitung des Einpreßmörtels unter der Wanne konnte durch das Hochsteigen des Mörtels in den benachbarten Bohrlöchern gut beobachtet werden. Auf diese Weise wurde nachträglich auf der gesamten Sohle des Fundamentes eine einwandfreie Übertragung der Bauwerkslast auf den Untergrund hergestellt. Die durch weitere durchgeführten Höhenmessungen bestätigten die gute Wirkung der Einpressungen; es wurden keine weiteren Setzungen festgestellt.

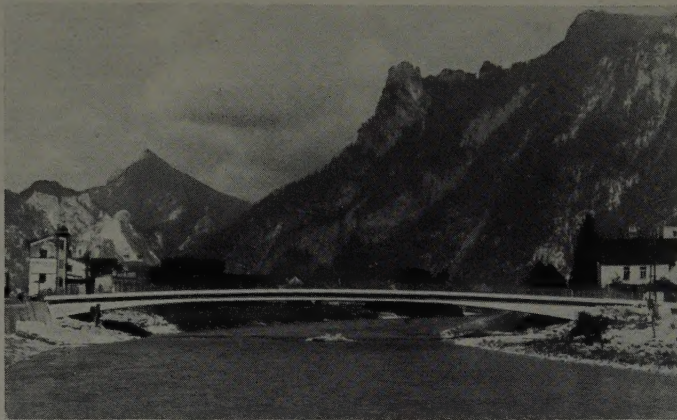


Bild 2. Ansicht der neuen Ebenseer Traunbrücke

Bemerkt sei noch, daß durch die laufenden Höhenmessungen ein kurzzeitiges „Atmen“ des Betons zufolge von Temperaturunterschieden mit 2 bis 3 mm Höhenunterschied festgestellt wurde.

Die beschränkt vorgespannte und nicht abgedichtete Fahrbahnplatte hat sich bisher als wasserdicht erwiesen. Trotz des regenreichen Frühjahrs und Sommers wurden keine feuchten Stellen unter der Platte festgestellt.

Die Sichtflächen des Betons sollten ursprünglich schalungsroh ohne jede weitere Behandlung bleiben. Durch die verschiedenzeitige Betonierung der einzelnen Tragwerksteile und durch die Aussparungen für die Spannköpfe erhielten jedoch die Betonsichtflächen ein ungleichmäßiges und unschönes Aussehen. Da außerdem Einflüsse durch die „Industrie-Luft“ (Salzsäurenebel) auf den Beton denkbar sind, wurden sämtliche Sichtflächen des Betons mit Conservado II, einem „Sika“-Erzeugnis, gestrichen. Dieses macht den Beton durch die wasserabweisende Wirkung witterungsbeständiger und gibt der Brücke eine einheitliche, gleichmäßige Tönung.

Über das Schwingen der Brücke kann gesagt werden, daß es nicht unangenehm empfunden wird. Es ist jedenfalls, trotz der großen Schlankheit der Brücke, geringer als erwartet wurde. Die Durchführung schwingungstechnischer Messungen ist geplant.

Bild 2 zeigt das fertiggestellte Bauwerk. Es veranschaulicht die große Schlankheit der Brücke, die bei 72 m lichter Weite nur Bauhöhen von 2,75 m am Kämpfer und 1,20 m im Scheitel aufweist. Auch die Einpassung der Brücke in die Landschaft kann als gelungen angesehen werden.

Schrifttum:

- [1] Aichhorn, Die neue Ebenseer Traunbrücke, B. u. St. 1954, Heft 12, S. 277.
- [2] Aichhorn, Bemerkenswerte Gründungsarbeiten beim Bau der Ebenseer Traunbrücke. Bautechnik 1955, Heft 2, S. 48.

Verschiedenes

Flughafengebäude für Flugplatzbauten [1]

Das neue Flughafengebäude in St. Louis, USA, wurde in seiner großen Ausdehnung von 37,5 × 127 m mit im Scheitel 10 m hohen Wänden überdacht.

Wie Bild 1 zeigt, ist der am Hang gelegene Bau nach dem Flugfeld dreigeschossig, während der von der Stadt kommende Fluggast den Eindruck einer eingeschossigen Halle erhält. In den unteren Geschossen sind u. a. ein Postamt, Bedienungseinrichtungen für Gepäck, Büroräume und die Klimaanlage untergebracht. Die Fluggäste gelangen vom ersten Untergeschoß über „Finger“-Rampen unmittelbar zu den Flugzeugen.

Interessant ist die Dachkonstruktion, die aus drei sich gegenseitig überlappenden Schalenpaaren besteht (Bild 2). Die Schalen haben im Scheitel 12 cm, am Rande 20 cm dick. Sie werden durch diagonal

50 m weit gespannte Bogenrippen (46 cm breit, im Scheitel 1,05 m hoch) und 35 m weit gespannte Randträger, die mit Kunststeinplatten verkleidet sind, ausgesteift. An den vier Ecken jedes Schalenpaares laufen Diagonalrippen und Randträger in Gelenken zusammen, die von Stahlsäulen getragen werden, die ihre Kräfte wiederum an Stahlbetonwände abgeben. Der Bogenschub an den Säulen wird von Stahlbändern (Querschnitt 46 × 2,5 cm) aufgenommen.

Die Diagonal-Randträger liegen oberhalb der Dachhaut, nur in Gelenknähe treten die Diagonalrippen innen etwas hervor. Das verleiht dem Bau ein besonders „leichtes“ Aussehen.

Die Halle wird indirekt beleuchtet, die hell gestrichene Kuppelunterseite wird aus wannenartigen Behältern angestrahlt.

Das Schalungsgerüst, der „Alptraum der Zimmerleute“, war vier-

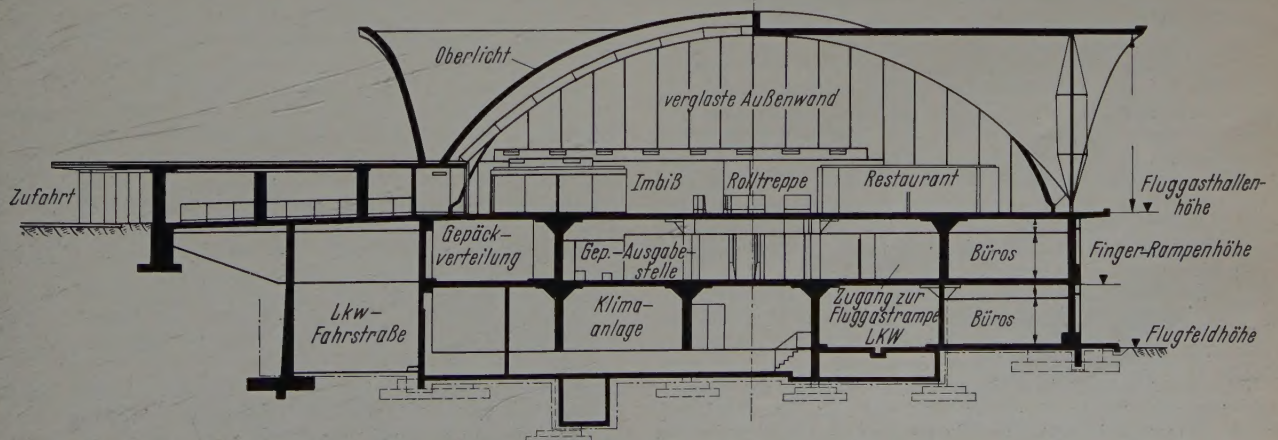


Bild 1. Flughafengebäude St. Louis, USA

teilig und wurde dreimal wiederverwendet. Die Holzbinder mit entsprechend der Schalfläche gebogenen Obergurten wurden halbfertig angeliefert und an Ort auf fahrbaren Untersätzen fertig-



Bild 2. Ansicht der mit Kupfer eingedeckten Schalen-Kuppeln von der Zufahrtsseite aus

gestellt, die auf leichten Schienen liefen. Mit Hilfe von teleskopartig ausfahrbaren Stützen und Schraubspindeln konnte das Lehrgerüst angehoben und abgesenkt werden.

Der Beton wurde als Transportbeton geliefert. Vier Autokrane nahmen ihn von den Lieferfahrzeugen in Empfang und schütteten entweder unmittelbar auf die Schalung oder in Vorratssilos, von denen aus Japaner die Beförderung übernahmen.

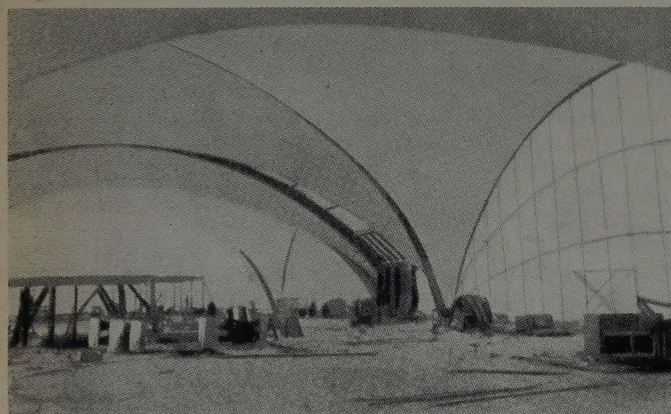


Bild 3. Innenansicht

Der Beton wurde verhältnismäßig weich verarbeitet (Setzmaß 10 bis 12 cm), er hatte eine 28-Tage-Festigkeit von 320 kg/cm². Die 300 m³ Beton für ein Schalenpaar wurden jeweils in einem Zuge auf allen vier Seiten vom Schalenrand zum Scheitel fortschreitend eingebracht. Die kürzeste dabei mit 90 Mann erzielte Arbeitszeit war 11½ Stunden.

Misch

[1] nach Eng. News. Recd. 1955, Heft 26 (30. Juni), S. 50.

Erfahrungen mit Leichtbeton aus Blähton und Blähschiefer

Als porige Zuschlagstoffe für Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge haben sich in Dänemark besonders Blähton und -schiefer bewährt. Man kann damit einen leichten Beton mit guter Festigkeit ohne erhebliche Verteuerung gegenüber Schwerbeton herstellen. Allerdings müssen bei der Verwendung dieser Stoffe besondere Erfahrungen berücksichtigt werden, über die nachstehend berichtet wird. Die mitgeteilten Erfahrungen entstammen Angaben dänischer Baufachleute. Sie wurden dem Verfasser beim Besuch von Baustellen, auf denen Leichtbeton verarbeitet wurde, in freundlicher Weise gemacht.

Blähton und Blähschiefer werden im Drehofen bei etwa 1200° C hergestellt und kommen gebrochen und gesiebt in den Handel. Ein Leichtbeton mit 278 bis 361 kg Zement/m³ Fertigbeton hat bei 10 cm Setzmaß einen Bedarf von 900 bis 850 l Leichtzuschlag, wobei Feines und Grobes getrennt gemessen wurden. Das ist etwa 20% weniger als an Sand und Kies (trocken) für einen entsprechenden Schwerbeton gebraucht werden. Das Raumgewicht des aufgeblähten Tones oder Schiefers beträgt für Fein- und Grobkorn, getrennt und trocken, i. M. etwa 0,79 kg/l. Bei einer Reinwichte von 1,18 kg/l ergibt sich hieraus ein absolutes Volumen von 67%.

Beim Mischen des Betons ist es nicht möglich, eine im voraus bestimmte Wasserzugabe einzuhalten, weil die Leichtzuschlagstoffe beträchtliche und sehr unterschiedliche Mengen an Wasser enthalten können. Es ist daher am einfachsten, den Leichtbeton nur nach seinem Setzmaß zu beurteilen. Zweckmäßig werden die Leichtzuschläge angehäuft, bevor sie verarbeitet werden; die dabei aufgenommene Feuchtigkeit hält sich längere Zeit und erleichtert das Mischen.

Die Wasseraufnahmefähigkeit der Leichtzuschläge bedarf besonderer Beachtung. Sie ist bei den feinen Anteilen größer als bei den groben. Auch nimmt ein Leichtzuschlag, der noch etwas Wasser enthält, mehr Wasser auf als völlig trockener. Aus Hunderten von praktischen Versuchen ergaben sich etwa folgende Wasseraufnahme für aufgeblähten Ton bzw. Schiefer:

	Ton	Schiefer
Grobes	16%	7%
Feines	26%	20%

Richtig zusammengesetzte Betongemische mit aufgeblähtem Ton oder Schiefer erzielen bei gleichem Zementgehalt dieselben Festigkeiten wie entsprechender Schwerbeton, verständlich deswegen, weil in beiden Fällen die reine Zementpaste die gleiche war. Die Haftfestigkeit von Bewehrungsstahl in solchem Leichtbeton wurde z. B. bei einer Betonfestigkeit von 210 kg/cm² mit 33 kg/cm² ermittelt.

Die Schwindung eines Betons mit Leichtzuschlägen ist bei der üblichen Bestimmung an kleinen Prismen 2 bis 3mal so groß wie die von Schwerbeton. Bei baugroßen Abmessungen spielte die Schwindung aber keine bedeutende Rolle. Man erklärt sich dies damit, daß das von den Zuschlagteilen aufgenommene Wasser ein zu schnelles Austrocknen des Betons verhindert, da es sich in den zahlreichen Kapillaren des Leichtzuschlags lange vor Verdunstung geschützt halten kann. Dies erklärt, warum auch bei großen Flächen auf Leichtbeton keine Schwindrisse beobachtet worden sind.

Beim Vergleich des Austrocknens von Schwer- und Leichtbeton fand man ungefähr gleiche Zeiten. Der Schwerbeton verlor zwar gleich zu Anfang schon viel Feuchtigkeit, so daß er im Alter von 30 Tagen nur noch 10% der ursprünglichen Feuchtigkeit enthielt, der Leichtbeton gab dagegen sein Wasser langsamer und vor allem stetiger ab, so daß der Feuchtigkeitsgehalt erst nach 65 bis 70 Tagen bis auf 10% des ursprünglichen Werts abgesunken war. Nach 90 Tagen war bei beiden Betonarten Gleichgewicht mit der Luftfeuchtigkeit erreicht.

Die Bauunternehmer sind anfangs wenig geneigt, mit Leichtzuschlagstoffen zu arbeiten, da der Beton sich nicht gut verarbeiten läßt, spröde und wenig „glatt“ ist. Der Beton neigt zum Zerfallen und man erhält gleichmäßige Festigkeiten entweder nur in großem oder feinem Material, weniger mit einer Mischung von beiden. Die Zuschlagstoffe aus aufgeblähtem Ton oder Schiefer sind sehr scharfkantig und sperrig. Zu ihrer glatten Verarbeitung braucht man etwa doppelt soviel Feines wie beim Schwerbeton, was sich schlecht mit hoher Betongüte verträgt; es ist also zweckmäßig, noch einen Stoff zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit zuzusetzen.

Als solche Stoffe empfehlen sich feiner Sand, Steinmehl, gelöschte Kalk, Bentonit und vor allem Luft, diese hauptsächlich deswegen, weil die anderen Stoffe das Betongewicht erhöhen. Die in Dänemark üblichen LP-Zemente lieferten nicht genügend Luftporen; man verwendete daher Zusätze von Vinsol-Resin-Lösungen. Es empfiehlt sich, den Zusatz an LP-Mittel etwa doppelt so groß zu wählen wie bei Schwerbeton. Eine Nachprüfung des Gewichts frischer Betonwürfel mit und ohne Luftporenmittel zeigte dann einen LP-Gehalt von 6...8%.

Verwendet man als Zuschlagstoffe nur Feinanteile oder nur Grobanteile, so ist der Festigkeitsabfall durch den LP-Zusatz bei dem Beton aus Feinanteilen nur etwa halb so groß wie bei dem aus Grobanteilen.

Beim Zusatz eines LP-Mittels hat es sich als zweckmäßig erwiesen, dieses erst mit dem Wasser vorzumischen und dann erst Zuschlag und Zement zuzugeben, also z. B. 15 bis 20 Sekunden Wasser und LP-Mittel zu mischen, hierauf 30 bis 40 Sekunden mit dem Zuschlag und endlich nochmals mit dem Zement.

Als Beispiel für die erzielbaren Festigkeiten sei erwähnt, daß ein Beton mit einem Zementgehalt von 390 kg/m³ und einem Raumgewicht von 1,54 kg/l eine 28-Tage-Druckfestigkeit von knapp 300 kg/cm² aufwies ($W_7 = 90 \text{ kg/cm}^2$; $W_{90} = 390 \text{ kg/cm}^2$).

Da die groben Anteile dieses Betons leichter sind als die Zementpaste, kann es beim Transport von Fertigbeton bei Bezug aus Betonfabriken vorkommen, daß eine Entmischung eintritt, wenn sich der Trommel der Transportfahrzeuge in der bei Schwerbeton übliche Weise langsam dreht. In diesem Falle fließt beim Ausschütten zuerst der Mörtel mit dem Feinen aus, während die groben Anteile zurückbleiben. Abhilfe läßt sich leicht dadurch schaffen, daß der Trommel vor der Entleerung 30 Sekunden schnell gedreht wird.

Als allgemeine Erfahrung von Bauunternehmern bei der Errichtung von Großbauten wird bekannt, daß

1. die Herstellung und Verarbeitung von Leichtbeton an Stelle von Schwerbeton 15% Arbeitszeiterparnis brachte,
2. die Herstellungskosten für Decken in Gebäuden die gleichen waren wie bei Schwerbeton und
3. der Leichtbeton weniger Wasser abstößt als der Schwerbeton und infolgedessen auch die Reinigungskosten nach Beendigung der Arbeiten geringer sind.

Anders

Kurztagungen des Deutschen Beton-Vereins

Die „Betonstage“, die Hauptversammlungen des Deutschen Betonvereins, sind in erster Linie ein Sammelpunkt der Bauingenieure. Meist jedoch an Berührungen zwischen Architekten und Ingenieuren, die entsprechend ihren verschiedenen Aufgabengebieten meist an den Veranstaltungen teilnehmen.

Der Deutsche Beton-Verein hat daher in Zusammenarbeit mit den Ortsgruppen des Bundes Deutscher Architekten, des Deutschen Architekten- und Ingenieur-Vereins und des Vereins Beratender Ingenieure an mehreren Orten der Bundesrepublik sogenannte Kurztage unter dem Thema Tragwerk und Form im Betonbau veranstaltet, in denen alle Bauschaffenden angesprochen werden. Die Kurztage sind jeweils, um die Zeit der Teilnehmer nicht übermäßig in Anspruch zu nehmen, auf die Dauer eines Nachmittags begrenzt, auch werden die Teilnehmer dazu nur aus der Umgebung des Tagungsortes geladen.

Bisher fanden solche Veranstaltungen in Frankfurt a. M. (8. 12. 1954), München (18. 3. 1955) und Düsseldorf (7. 12. 1955) statt. Alle Tagungen waren sehr gut besucht (in Frankfurt und München von ca. 600, in Düsseldorf von mehr als 800 Personen). Erfreulich ist, daß die Hörer zu etwa gleichen Teilen aus Kreisen der freiberuflichen wie angestellten und beamteten Architekten und Ingenieure stammen. Auch die Bauherrschaften waren durch die leitenden ihrer Baubüros zahlreich vertreten.

Bei allen Kurztagen wird angestrebt, durch Abstimmung der Vorträge die Tagung unter ein einheitliches Motto zu stellen. In Frankfurt a. M. war das Thema *Tragwerk und Form im Betonbau* den Vortragenden am weitesten aufgefaßt worden. Professor Dr. Na, Frankfurt a. M., erläuterte zu den Architekten gewandt die verschiedenen, dem Stahlbeton eigentümlichen Tragwerksarten, Professor Geil, Darmstadt, öffnete wiederum den Ingenieuren die Augen über die Frage der Gestaltung von Ingenieurbauten. Er erörterte dabei Gesichtspunkte, über die der Ingenieur meist wenig nachdenkt.

In München beschränkten sich Dr.-Ing. Lücking und Professor Dr. Na auf das Gebiet des Hochbaus. Auch Dr. Lücking stellte statisch-strukturelle Fragen in den Mittelpunkt und entwickelte daraus die Aufgabe des Ingenieurs an den Architekten. Professor Hart gab eine lebendige Darstellung der Entwicklung des Skelettbbaus und betonte es, nicht nur den Ingenieuren Neues zu sagen, sondern auch den engeren Fachkollegen mit einer Klassifizierung des Skelettbbaus. In Besprechung bedeutsamer Einzellösungen zu fesseln. In beiden Tagen fand auch der dritte Vortrag über Sichtbeton viel Beifall, von Dipl.-Ing. Metzner, Hamburg (Bauberater des Deutschen Betonvereins), vor allem zeigte, wie sehr die Fragen der praktischen Ausführung von Sichtbetonbauten (Schalung, Nachbearbeitung u. a.) in der Planung berücksichtigt werden müssen.

In Düsseldorf stand die äußere Erscheinung des Betons im Mittelpunkt der Erörterungen. Dr.-Ing. Bansen, Mannheim, befaßte sich mit „Sichtbeton im Hochbau“, wobei er sich nicht auf den an Ort und Stelle gestellten Sichtbeton beschränkte, sondern die Vor- und Nachteile der Verwendung von Ortbeton oder Fertigteilen für die Herstellung von freistehenden Sichtbetonbauten betonte. Professor Neufert, Darmstadt, berichtete an Hand einer Fülle von größtenteils farbigen Lichtbildern über die Gestaltung von Betonbauten in aller Welt. Er wies vor der Gefahr der Stagnation im eigenen Lande und wies auf eindrucksvolle, phantasieerfüllte Lösungen namhafter Architekten des Auslandes hin, die z. T. völlig neuartige Gestaltungsmöglichkeiten erkennen lassen, die nur mit dem Baustoff Beton zu lösen sind. Professor Neufert vertrat er seine Forderung nach fruchtbarer Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur. Dr. Schoszberger, Berlin, behandelte abschließend das Thema „Architekturkritik“. Er zeigte, seine Zuhörer zunächst mit der ihm eigenen charmanten Art an das Thema heranzuführen, um dann nicht nur die Notwendigkeit einer Kritik des baukünstlerischen Schaffens neben der sonstigen Kunstkritik zu belegen, sondern auch mit konkreten Vorschlägen Maßstäbe und Grundlagen für die Lösung dieser Aufgaben aufzuzeigen.

Auch dem Ablauf dreier derartiger Kurztage lassen sich gewisse Schlüsse ziehen. Eine wirklich erfolgreiche Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur setzt voraus, daß beide der Person dem Beruf des anderen höchste Achtung entgegenbringen. Der Architekt sollte den Ingenieur nicht als „Rechenknecht“ vom Gestalt des Künstlers betrachten, und umgekehrt darf der Ingenieur Architekten nicht als „Verschönerungsrat“ ansehen. Der Architekt sollte sich den Argumenten des Ingenieurs nicht verschließen, sondern dieser darauf hinweist, wann eine Aufgabe konstruktiv und wirtschaftlich besser auf anderem Wege zu lösen ist. Andererseits sollte der Ingenieur aber auch sein ganzes Können aufbieten, wenn der kühnere Gedanke des Architekten das Einschlagen völlig neuer Wege erfordert. Nur bei rechtzeitiger Zusammenarbeit (hierbei sind vernünftige Baetermine von erheblicher Bedeutung) wird es

gelingen, bei beiden Verständnis für die Gedanken des anderen zu wecken und damit zu einer konstruktiv, gestalterisch und wirtschaftlich befriedigenden Lösung der gemeinsamen Aufgabe zu gelangen.

Der Förderung der Achtung vor den Aufgaben der anderen Fachrichtung werden auch die folgenden Kurztage (zunächst in Berlin am 15. Februar 1956 und in Hannover im Frühjahr) gewidmet sein.

Mitteilung des Deutschen Beton-Vereins E. V.

Hochschulnachrichten

Die Technische Hochschule München hat ernannt zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber den I. Präsidenten der Deutschen Bundesbahn, Prof. Dr.-Ing. Edmund Frohne, zu Ehrenbürgern Dipl.-Ing. Hermann Moll, Mitinhaber der Bauunternehmung Leonhard Moll, München, und Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz, persönlich haftenden Gesellschafter der Dyckerhoff & Widmann KG., München.

Bücherschau

Vorträge der Baugrundtagung 1954 in Stuttgart. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. Hamburg, 1955, VI. 254 S., 127 Abb. Vertrieb durch Wilh. Ernst & Sohn, Berlin. Geh. DM 16,—.

Seit wenigen Jahrzehnten erst wird der Baugrund wissenschaftlich behandelt, zunächst nur zaghaft, seit etlichen Jahren aber mit voller Kraft.

In Deutschland hat sich die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. unter der Leitung des unermüdlchen Dr. Lohmeyer das Ziel gesetzt, die Geheimnisse des Baugrundes zu erfassen. Die in bestimmten Abständen stattfindenden Zusammenkünfte dieser Gesellschaft sind ausgefüllt mit Vorträgen, die im allgemeinen auf einem sehr hohen Niveau stehen. Es ist infolgedessen zu begrüßen, daß diese Vorträge in Buchform veröffentlicht werden.

Von der Tagung 1954 sind erwähnenswerte Vorträge:

Laurits Bjerrum vom Norwegischen Geologischen Institut in Oslo stellt fest, daß die vielen Rutschungen im marinen Lehm eine Folge der Änderungen des Salzgehaltes sind. Das Salz wird durch das Grundwasser mehr und mehr ausgewaschen und dadurch die Scherfestigkeit des Lehms herabgesetzt.

Prof. Dr. techn. Fröhlich, Wien, hat bereits 1933 einen Wert für die Belastung veröffentlicht, bei dem im Streifenrandpunkt die Grenze des elastischen Gleichgewichts erreicht ist. Der Wert für die zulässige Baugrundbelastung sollte zwischen diesem Wert und dem Bruchbeginn liegen.

Über die Tragfähigkeit großer Flächenfundamente in verschiedenen gelagerten Sandböden referiert Dipl.-Ing. Kahl von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik in Berlin-Charlottenburg auf Grund umfangreicher Versuche, die auf Veranlassung des Bundesministers für Wohnungsbau durchgeführt sind. Aus ihnen ergibt sich u. a., daß bei Sand der Grundbruch selbst bei geringer Eindringtiefe nicht plötzlich entsteht, sondern erst nach erheblichen Setzungen.

Professor Leussink, Karlsruhe, behandelt ungleichmäßige Setzungen, ihre Ursachen, Größenordnung und Auswirkungen auf Bauwerke.

Bundesbahnberrat Rauch, Köln, bringt eine ganze Reihe interessanter Setzungsbeobachtungen an Brücken der Nord-Südbahn im Rheinischen Braunkohlengbiet.

Professor Lorenz, Berlin-Charlottenburg, berichtet über die Messung der Lagerungsdichte eines Baugrundes mit radioaktiven Isotopen. Der Vortrag ist wiedergegeben in der Zeitschrift „Baumaschinen und Bautechnik“ 1954.

Dr.-Ing. Muhs, der aus Australien zurückgekehrt ist, schildert das dortige Bauwesen.

Auf dem Gebiet der Pfahlgründungen liegen zwei Vorträge und zwar von:

Prof. Geuze, dem Leiter des Laboratoriums für Grondmechanika in Delft, über umfangreiche Versuche zur Erforschung der Tragfähigkeit der Pfahlspitzen und von

Dipl.-Ing. Dalkiewicz, Essen, über die Berechnung räumlicher Pfahlroste, bei denen oft unübersichtliche Kraftflüsse auftreten.

Die Frage der Normung auf dem Gebiete des Grundbaues griff Professor Tillmann, Wien, auf und untersucht, wie weit eine Normung auf diesem Gebiet gehen kann und wo ihre Grenzen gesetzt sind.

Dr. Fritsch, Wien, schildert die geoelektrischen Bauuntersuchungen von Talsperren.

Wasserbaudirektor Mayer, Stuttgart, gibt einen Einblick in den

Ausbau des Neckars als Großschiffahrtsstraße unter Berücksichtigung der Gründungsfrage, und endlich führt

Dr. Aichhorn, Linz, mit einem Vortrag über die Ermittlung der Oberbaudicken auf das Gebiet des Straßenbaues.

Siemonsen

Baumeister, L.: Preisermittlung und Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Stahlbetonbauten. 11. neubearb. Auflage, 541 S., Berlin/Göttingen/Heidelberg 1955, Springer Verlag. Ganzleinen 27,— DM.

In einer Zeit, in der veränderliche Löhne und Baustoffkosten, neue Arbeitsweisen und neue Geräte ein ständig sich wandelndes Preisgefüge schaffen, erhält ein Buch über Preisermittlung besondere Bedeutung.

Das vorliegende Werk läßt sich in drei Hauptabschnitte gliedern, deren erster die Grundlagen der Vorkalkulation und das Veranschlagen der Baustelleneinrichtung behandelt. Einzelne Kapitel sind hierbei den amtlichen Bestimmungen zur Baupreisermittlung gewidmet.

Besondere Beachtung verdient der zweite, umfangreichste Abschnitt. In diesem erläutert der Verfasser die Selbstkostenermittlung für Erd-, Straßen-, Wasser-, Brücken-, Stahlbeton-, Mauer- und Zimmerarbeiten. Die Fülle von durchgerechneten Beispielen lassen auch den Ungeübten rasch das Wesentliche erfassen; der Praktiker aber wird in den umfangreichen Zusammenstellungen von Erfahrungswerten manch wertvollen Hinweis finden. Es sei bemerkt, daß auch schwierige Arbeiten, wie Erd-, Fels-, Wasserhaltungs- und Rammarbeiten sehr gründlich behandelt werden.

Der letzte Abschnitt schließlich befaßt sich mit der Nachkalkulation. An Hand von verschiedenen Formblättern wird gezeigt, wie die an ausgeführten Bauten aufgewendeten Leistungen zweckmäßig erfaßt werden, um als Unterlage bei der Veranschlagung neuer Bauvorhaben zu dienen.

In der völlig umgearbeiteten Auflage sind nicht nur die heutigen Löhne berücksichtigt, sondern auch die neuesten Baustoffe und Geräte. (Neue Steinformate nach DIN 105, gleisloser Erdbau, Betonstraßenbau.) Das sehr gut ausgestattete Buch kann sowohl für das Studium, wie auch für die Praxis empfohlen werden.

Lindner

Dernedde/Barbré: Das Cross'sche Verfahren zur schrittweisen Berechnung durchlaufender Träger und Rahmen. 3., neubearbeitete und verbesserte Auflage, 152 Seiten mit 124 Bildern und 38 Tafeln. Berlin 1955, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 19,— DM, geb. 23,— DM.

Die den bekannten Verformungsverfahren zugrunde liegenden Gedanken haben zu Versuchen geführt, hochgradig statisch unbestimmte Systeme durch schrittweise Näherung zu lösen, um so die zeitraubenden und genauigkeitsempfindlichen Matrizenrechnungen zu vermeiden. Von allen diesen Versuchen haben sich wegen ihrer Einfachheit und Übersichtlichkeit die beiden Verfahren der Amerikaner Cross und Grinter in der Praxis am besten eingeführt. Da diese beiden Verfahren außerdem eine treffende statische Anschaulichkeit besitzen, ist es auch weniger wissenschaftlich geschulten Kräften leicht möglich, sie rasch zu erlernen und sicher anzuwenden, ein Umstand, der bei dem gegenwärtig raschen Entwicklungsfortschritt der Skelettbauart — bei der diese Iterationsverfahren am erfolgreichsten Anwendung finden — von Bedeutung ist.

Während bei feststehenden Knoten die Konvergenz aller bekannten Verfahren immer vorzüglich ist, gilt dies für verschiebbare Knoten nur in sehr beschränktem Maße, was in solchen Fällen oft langwierige, kettenartige Rechnungsgänge zur Folge hat. Seit dem Erscheinen der 2. Auflage dieses Buches hat nun eine Anzahl von Statikern versucht, diese Schwierigkeiten zu beseitigen und die bisher bestehenden Verfahren zu verbessern.

Dies veranlaßte den Bearbeiter der neuen Auflage, Ergänzungen bzw. Umarbeitungen vorzunehmen. So wurde in Abschnitt D (Berücksichtigung von Knotenpunktverschiebungen) einerseits ein Verfahren aufgenommen, bei dem der Momentenausgleich aus den Knotenverschiebungen und -verdrehungen in einem Arbeitsgang durchgeführt werden kann, und andererseits ein auf die virtuelle Arbeit aufgebautes, allgemeines, vielversprechendes neues Verfahren wiedergegeben. In Abschnitt E (Abkürzung der Iterationsverfahren) werden der zweistufige Momentenausgleich nach Dašek und das Steinmance Verfahren der gekoppelten Steifigkeiten ausführlich

behandelt. Diese Ergänzungen heben die 3. Auflage auf den gewärtig neuesten Stand der behandelten Berechnungsverfahren.

Bemerkenswert ist auch, daß der Verfasser nun die schrittweise Näherung in Form von Tafeln vornimmt, welche die Rechnung übersichtlicher gestaltet und dem Prüfer seine Arbeit wesentlich erleichtert.

Am Schluß ist ein ausführlich gehaltener Anhang von Tafeln wiedergegeben, der den praktischen Statiker in seiner Arbeit wesentlich unterstützt.

Auch die Entwicklung von Einflußlinien ist in der Neuauflage behandelt. Die geschilderten Verfahren sind an Hand von zahlreichen sehr ausführlich durchgerechneten Beispielen verständlich gemacht. Dieses Buch sollte auf keinem Konstruktionstisch fehlen.

Grub

Kirgis, L.: Tiefbau-Taschenbuch. 9. neubearb. Auflage, 656 S., Stuttgart 1955, Franck'sche Verlagshandlung. Kunstleinen, Einband 29,50 DM.

Das Tiefbau-Taschenbuch ist für den Gebrauch auf der Baustelle vorgesehen. Demgemäß wird auf die Darstellung der Theorie verzichtet und in knapper, einprägsamer Form das Gezeigte was den Bauführer und Polier interessiert.

In insgesamt 17 Kapiteln bringt der Verfasser alles Wissenswerte über Festigkeitslehre, Baustoff- und Vermessungskunde, Erd-, Straßen-, Grund-, Wasser-, Holz-, Stahl-, Mauerwerks- und Betonbau sowie Maschinenkunde.

Das im bewährten Taschenformat DIN A 6 erschienene Buch gegenüber den früheren Auflagen wesentlich erweitert und vollständig umgearbeitet. Einzelne Abschnitte sind neu hinzugekommen (Wasserversorgung, Ortsentwässerung), andere haben mehr als doppelten Umfang erhalten (Holz-, Stahl-, Betonbau und Maschinenkunde). Neue Erkenntnisse, Arbeitsweisen und Vorschriften wurden eingehend berücksichtigt.

Über 1600 Abbildungen mit Beispielen und Gegenbeispielen, zahlreiche Tafeln über Stoffbedarf, Arbeitsleistung, Preise sowie viele Konstruktionshinweise tragen dazu bei, das Buch zu einem wertvollen Ratgeber für den Baupraktiker zu machen.

Lindner

Kollbrunner, C. F. und M. Meister: Knicken, Theorie und Berechnung von Knickstäben, Knickvorschriften. 232 Seiten, 179 Abbildungen. Berlin 1955, Springer-Verlag. Ganzleinen 27,— DM.

Der Betonbau hat in erster Linie die weitere Erforschung Spannungsprobleme (z.B. bei Flächentragwerken), der Stahlbau die Stabilität vorangetrieben. Das geringe Interesse vieler Betonfachleute an Knickfragen ist hauptsächlich auf das irrige Vorurteil zurückzuführen, daß das Knicken bei den im Stahlbetonbau üblichen Säulen schlankheiten keine Rolle spiele. Wenn diese Auffassung zuträfe, wäre es auch bei den gedrunghenen Stahlsäulen nicht notwendig, schon von der sehr geringen Schlankheit $\lambda = 20$ mit Knickzahlen ω zu rechnen.

Da sich die Erkenntnis von der Bedeutung des Knickproblems im Betonbau allmählich durchzusetzen beginnt, kommt das vorliegende Buch gerade zurecht, obwohl es sich ausschließlich Knickfragen des Stahlbaues befaßt. Das Problem der Verbundkraft ist zwar aus naheliegenden Gründen wesentlich schwieriger, Lösungsmethoden sind jedoch dieselben wie bei der Stahlsäule, als ein Sonderfall der Stahlbetonstütze aufgefaßt werden kann empfiehlt sich daher, das Wesen der Stabilitätsuntersuchungen zunächst am einfacheren Fall des Stahlstabes zu studieren.

Nach Behandlung der wichtigsten Methoden zur Berechnung Knickstäben befaßt sich das Buch mit dem mittig und ausmündig gedrückten Stab gleichbleibenden und veränderlichen Querschnitt dem Knicken gegliederter Stäbe, ganzer Stabsysteme und Bogenstützen, wobei jedoch der wichtige Stockwerkrahmen eine wesentliche eingehendere Behandlung verdient hätte. Auch das Drilknicken Kippen wird sehr ausführlich erläutert. Schließlich werden Gesetzmäßigkeiten aufgezeigt, die für die Aufstellung und vergleichende Beurteilung von Knickvorschriften von Bedeutung sind.

Das auch zahlreiche wertvolle Literaturhinweise enthaltende Buch ist verständlich geschrieben und wird den angestrebten Zwecken sicherlich erfüllen.

Hab